



**João Nuno Miler  
Magalhães**

## **VULNERABILIDADE SÍSMICA DO PATRIMÓNIO RELIGIOSO DAS ILHAS DO FAIAL E DO PICO, AÇORES**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Professor Doutor Romeu da Silva Vicente, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e Professor Doutor Aníbal Guimarães da Costa, Professor Catedrático da Universidade de Aveiro.

## **O júri**

presidente

**Professor Doutor Paulo Barreto Cachim**  
Professor Associado da Universidade de Aveiro

**Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro**  
Professor Associado do Instituto Superior Técnico de Lisboa

**Professor Doutor Romeu da Silva Vicente**  
Professor Auxiliar da Universidade de Aveiro

**Professor Doutor Aníbal Guimarães da Costa**  
Professor Catedrático da Universidade de Aveiro

## **agradecimentos**

A realização deste trabalho só foi possível graças à contribuição de diversas pessoas a quem se exprimem sinceros agradecimentos:

Aos meus orientadores Prof. Romeu Vicente e Prof. Aníbal Costa aos quais agradeço toda a disponibilidade, o conhecimento e informação sem a qual não seria possível a realização desta dissertação.

Ao Prof. Humberto Varum constantes sugestões e críticas construtivas com o intuito de desenvolver este trabalho o melhor possível.

Um especial agradecimento ao Prof. Sérgio Lagomarsino dell'Università degli Studi di Genova em Itália e à sua equipa de investigação pelo tempo dispensado e valiosos conhecimento transmitidos. Em particular à Eng<sup>a</sup> Emanuela Curti pela disponibilidade e orientação prestada em algumas partes deste trabalho.

A todos os meus amigos pelo apoio e motivação, em especial ao Eng. Carlos Couto pela prontidão em ajudar na elaboração da base de dados e ao Vitor Silva pela paciência e apoio durante o período passado em Genova.

Finalmente, uma palavra especial de agradecimento a todas as pessoas da minha família, em particular aos meus pais pela compreensão e incentivo nos momentos mais difíceis.

## palavras-chave

Igrejas, mecanismos de dano, avaliação da vulnerabilidade, reforço sísmico.

## resumo

Os sismos representam uma das grandes causas de danos graves e perda do património histórico e arquitectónico. As intervenções no sentido de preservar estes edifícios devem partir de uma cuidada compreensão e análise da sua vulnerabilidade sísmica, de modo a apoiar estratégias de reforço sísmico adequadas.

O principal objectivo da presente dissertação é avaliar a vulnerabilidade sísmica do património religioso das ilhas do Faial e do Pico (Açores). Para tal, é proposta uma metodologia para o registo e diagnóstico do grau de dano das igrejas após a ocorrência de um sismo, assim como da avaliação da vulnerabilidade associada. Através da observação dos danos infligidos sobre dezasseis igrejas afectadas pelo sismo de 9 de Julho de 1998 nos Açores, é elaborada uma base de dados que, para além de reunir todas as características de cada igreja, apoia o cálculo do índice de dano, de vulnerabilidade e o seu coeficiente de segurança.

O campanário das torres sineiras é um elemento particularmente vulnerável devido à existência de grandes aberturas normalmente constituídas por pilares bastante esbeltos e com reduzida carga axial. Por este motivo e com base na metodologia italiana, proposta na *Linee Guida per la Valutazione e Riduzione del Rischio Sismico del Patrimonio Culturale*, é desenvolvido e aplicado aos campanários de duas igrejas da ilha do Pico um modelo mecânico simplificado para avaliação da vulnerabilidade de estruturas com estas características.

Esta dissertação contribui assim para uma sistematização do processo de inspecção e registo, com vista apoiar as estratégias de intervenção quer na situação pós-sismo como na mitigação do risco sísmico destas estruturas, no sentido de evitar futuros danos irrecuperáveis.

Sistematizam-se ainda as técnicas de reabilitação estrutural, dando especial atenção a intervenções que melhorem o comportamento sísmico e que evitem a activação dos mecanismos de dano em igrejas.



## keywords

Churches, damage mechanisms, vulnerability assessment, strengthening interventions.

## abstract

Earthquakes are one of the big causes of serious damages and losses of historical and architectonic heritage. The interventions to preserve these buildings should start with a careful knowledge and assessment of their seismic vulnerability to support an adequate retrofitting and strengthening measures.

The main aim of this thesis is assess the seismic vulnerability of the religious heritage of Faial and Pico islands (Azores). It is proposed a procedure to register and diagnose of the damage level on churches after the occurrence of an earthquake, and also to assess of the vulnerability of this type of construction.

By the examination of damage occurred on sixteen churches hit by the earthquake of July, 9<sup>th</sup> in 1998, it was developed one Data Base that assemble all the information of each church and also support the calculation of damage index, vulnerability index and seismic safety indicator.

The belfries of church towers are elements with a particular seismic vulnerability due the existence of large openings formed by slim columns with reduced axial load. For this reason, and based on the Italian methodology proposed by the *Guidelines for Evaluation and Mitigation of Seismic Risk to Cultural Heritage*, it is applied to belfries of two churches on Pico island, an simplified mechanical model for evaluation of seismic vulnerability on this type of structures.

Thus, this thesis contribute to optimize the process of inspection and register of all the necessary information to support an efficient intervention plan in post-earthquake situation or even to retrofitting interventions to avoid unrecoverable damages.

In the last section it is stressed the techniques of structural retrofitting, giving special attention to interventions that improve the seismic behavior and may avoid the appearing of damage mechanisms on churches.

# Índice Geral

Agradecimentos

Resumo

Abstract

Índice Geral ..... VII

Índice de figuras ..... IX

Índice de tabelas ..... XIV

Lista de símbolos ..... XVI

1- Enquadramento, objectivos e organização da dissertação ..... 1

1.1 Enquadramento do tema ..... 1

1.2 Objectivos da dissertação ..... 3

1.3 Organização da dissertação ..... 5

2- Inspeção, registo e avaliação do risco ..... 7

2.1 Metodologia do GNDT ..... 7

2.2 Mecanismos de dano ..... 9

2.2.1 Mecanismos na Fachada ..... 10

2.2.1 Mecanismos na Nave ..... 12

2.2.2 Mecanismos no Transepto ..... 14

2.2.3 Mecanismos no arco triunfal ..... 15

2.2.4 Mecanismo na Cúpula ..... 15

2.2.5 Mecanismos na abside ..... 16

2.2.6 Mecanismos na cobertura ..... 18

2.2.7 Mecanismos em capelas ou corpos adjacentes ..... 19

2.2.8 Mecanismos associados a elementos secundários - objectos ..... 20

2.2.9 Mecanismos em torres sineiras ..... 21

2.2.10 Mecanismos no campanário ..... 21

2.3 Mecanismo do coro alto ..... 22

2.4 Ficha de levantamento de dano e avaliação da vulnerabilidade das igrejas ..... 24

2.4.1 Estrutura da ficha de levantamento ..... 24

2.4.2 Classificação dos danos e da vulnerabilidade associada a cada mecanismo ..... 24

2.4.3 Cálculo do índice de dano, índice de vulnerabilidade e índice de segurança ..... 29

2.5 Base de Dados elaborada ..... 32

2.6 Resultados da avaliação das igrejas estudadas ..... 34

2.7 Comentários finais ..... 40

3- Modelo mecânico aplicado a campanários ..... 45

3.1 Introdução ..... 45

3.2 Descrição do método ..... 47

3.3 Casos de estudos ..... 52

3.3.1 Igreja de Santa Maria Madalena na Madalena – Ilha do Pico ..... 57

3.3.1.1. Cálculo do momento resistente ..... 59

3.3.1.2. Cálculo da resultante das forças de corte na base de cada secção ..... 59

3.3.1.3.	Cálculo do momento último correspondente à aceleração de projecto.....	60
3.3.1.4.	Cálculo da ordenada do espectro de resposta e aceleração crítica do solo ..	61
3.3.1.5.	Comparação da vulnerabilidade do campanário admitindo a torre isolada .	62
3.3.2	Igreja de N. S. da Boa Nova em Bandeiras – Ilha do Pico.....	64
3.3.2.1.	Cálculo do momento resistente.....	66
3.3.2.2.	Cálculo da resultante das forças de corte na base de cada secção .....	66
3.3.2.3.	Cálculo do momento último correspondente à aceleração de projecto.....	67
3.3.2.4.	Cálculo da ordenada do espectro de resposta e aceleração crítica do solo ..	68
3.3.2.5.	Comparação da vulnerabilidade do campanário admitindo a torre isolada .	68
3.4	Avaliação dos resultados.....	70
3.5	Comentários finais .....	73
4-	Critérios e técnicas de intervenção .....	77
4.1	Intervenções com vista a reduzir a carência de ligação entre elementos .....	78
4.1.1	Tirantes .....	78
4.1.2	Cintagem exterior .....	80
4.1.3	Coroamento em betão armado.....	81
4.1.4	Cintas metálicas.....	82
4.1.5	Desmonte e reconstrução.....	83
4.2	Intervenções com vista a reduzir o impulsionamento induzido pelos arcos e abóbadas sobre as paredes.....	84
4.2.1	Tirantes pré-esforçados .....	84
4.3	Intervenções em coberturas.....	86
4.4	Intervenções para aumentar a resistência da alvenaria de pedra.....	87
4.4.1	Injecções .....	88
4.4.2	Reconstrução de juntas .....	88
4.4.3	Pregagens transversais.....	89
4.4.4	Rebocos armados.....	90
4.4.5	Encamisamento.....	91
4.5	Intervenções em pilares e colunas.....	91
4.6	Intervenções em fundações .....	92
4.7	Intervenções em elementos não estruturais.....	93
4.8	Possíveis intervenções nas igrejas dos Açores.....	93
4.9	Comentários finais .....	96
5-	Conclusões finais e perspectivas de trabalho futuro.....	97
5.1	Conclusões e comentários finais .....	97
5.2	Perspectivas de trabalhos futuros.....	99
6-	Referências Bibliográficas.....	101

# Índice de figuras

Figura 1. Esquema Geológico dos Açores (adaptado de [Forjaz, 1999]).....	1
Figura 2. Localização do epicentro e isossistas de intensidade do sismo de 9 de Julho de 1998 (adaptado de [Oliveira, 1998]) .....	2
Figura 3. Principais macro-elementos que constituem a igreja [Doglioni <i>et al.</i> , 1994] .....	9
Figura 4. Mecanismo 1 – Rotação da fachada para fora do plano - Igreja na região de L’Aquila .....	10
Figura 5. Mecanismo 2 – Desagregação do topo da fachada [Marche,2000] .....	11
Figura 6. Mecanismo 3 - Fissuração por acção de corte no plano da fachada [Lagomarsino, 2007].....	11
Figura 7. Mecanismo 4 – Danos no alpendre [ <i>Linee Guida</i> , 2006] .....	12
Figura 8. Mecanismo 5 – Danos devido à resposta transversal da nave [Curti, <i>et al.</i> , 2007] .....	12
Figura 9. Mecanismo 6 - Fissuração por acção de corte nas paredes laterais [C.N.R., 2002] .....	13
Figura 10. Mecanismo 7 – Danos devido à resposta longitudinal das arcarias [Curti, <i>et al.</i> , 2007]. .....	13
Figura 11. Mecanismo 8 – Fendas nas abóbadas da nave central [C.N.R., 2002] .....	14
Figura 12. Mecanismo 9 – Fendas nas abóbadas das naves laterais [Curti, <i>et al.</i> , 2007]....	14
Figura 13. Mecanismos no transepto [ <i>Linee Guida</i> , 2006]: a) Mecanismo 10; b) Mecanismo 11; c) Mecanismo 12. ....	15
Figura 14. Mecanismo 13 – Danos no arco triunfal [Lagomarsino,2007] .....	15
Figura 15. Mecanismo 14 – Fissuração na cúpula - Igreja na região de L’Aquila.....	16
Figura 16. Mecanismo 15 – Danos na clarabóia [Curti, <i>et al.</i> , 2007] .....	16
Figura 17. Mecanismo 16 – Rotação da abside para fora do plano [Curti, <i>et al.</i> , 2007].....	17
Figura 18. Mecanismo 17 – Fissuração por acção de corte na abside [Curti, <i>et al.</i> , 2007]. .....	17
Figura 19. Mecanismo 18 – Fissuração nas abóbadas da abside [Curti, <i>et al.</i> , 2007].....	18
Figura 20. Mecanismo 19 - Interação entre cobertura e paredes laterais [Lagomarsino, 2007]. .....	18
Figura 21. Mecanismo 20 - Interação entre cobertura e o transepto [ <i>Linee Guida</i> , 2006]. .....	19

Figura 22. Mecanismo 21 – Interacção entre cobertura e a abside [Curti, <i>et al.</i> , 2007].....	19
Figura 23. Mecanismos em capelas ou corpos adjacentes [Linee Guida, 2006]: a) Mecanismo 22; b) Mecanismo 23; c) Mecanismo 24. ....	19
Figura 24. Mecanismo 25 – Danos provocados pela interacção com edifícios adjacentes [Curti, <i>et al.</i> , 2007]. ....	20
Figura 25. Mecanismo 26 – Queda de cumeeira, cone, pináculos ou estátuas – Igreja na região de L’Aquila .....	20
Figura 26. Mecanismo 27 – Fissuração da torre sineira [Curti <i>et al.</i> , 2007] .....	21
Figura 27. Mecanismo 28 – Danos no campanário - Igreja na região de L’Aquila .....	21
Figura 28. Danos resultantes da interacção entre coro alto e paredes laterais [Costa e Vasconcelos, 1999]: a) Igreja das Angústias; b) Igreja de Espalhafatos; c) Igreja da Conceição; d) Igreja de Bandeiras. ....	22
Figura 29. Tipos de apoio do macro-elemento coro alto [Costa e Vasconcelos,1999]: a) Coro alto da Igreja de Espalhafatos apoiado apenas nas paredes laterais; b) Parte do coro alto da Igreja da Praia de Almoxarife apoiado nas paredes laterais e nos primeiros arcos; c) Coro alto da Igreja de S. Bartolomeu apoiado nas paredes laterais e em pilares.....	23
Figura 30. Mecanismo 29 – Danos no coro alto.....	23
Figura 31. Parte da ficha correspondente ao mecanismo 2 .....	25
Figura 32. Valores de $dk$ para classificação dos mecanismos de acordo com a EMS 98 (adaptado de [Grünthal, 1998]) .....	26
Figura 33. Parte da ficha de levantamento - Mecanismo 29 .....	27
Figura 34. Base de dados relacional .....	32
Figura 35. Estatística dos danos observados nas 16 igrejas dos Açores após a ocorrência do sismo de 9 de Junho de 1998.....	34
Figura 36. Identificação das igrejas estudadas e respectivas localizações .....	35
Figura 37. Valores de $id$ , $iv$ e $Is$ obtidos para as 16 igrejas estudadas.....	35
Figura 38. Índice de dano para as igrejas em estudo .....	36
Figura 39. Índice de vulnerabilidade para as igrejas em estudo.....	37
Figura 40. Índice de vulnerabilidade ( $iv$ ) em função do índice de dano ( $id$ ) .....	37
Figura 41. Índice de segurança para as igrejas em estudo.....	38
Figura 42. Dano resultante da interacção entre torre e corpo principal da igreja: a) Igreja de N. S. da Boa Nova em Bandeiras – Ilha do Pico [Costa e Vasconcelos, 1999], b) Igreja de S. Maria em Raveo [Doglioni <i>et al.</i> ,1994] .....	46

Figura 43. Danos nos campanários após o sismo de 1998 nos Açores [Costa e Vasconcelos, 1999]: a) Igreja da Feteira; b) Igreja de Bandeiras (vista exterior); c) Igreja de Bandeiras (vista interior).....	46
Figura 44. Representação esquemática do modelo estrutural para a zona livre da torre.....	47
Figura 45. Esquema representativo da i-ésima secção da torre.....	49
Figura 46. Extracção de carotes da parede da igreja da Madalena [Costa e Vasconcelos,1999] .....	53
Figura 47. Observação das carotes extraídas e da abertura resultante [Costa e Vasconcelos,1999] .....	53
Figura 48. Zonamento sísmico no arquipélago das Açores (acção sísmica tipo 2) [NA, 2008] .....	55
Figura 49. Espectro de resposta elástico para uma zona sísmica 2.1 - <i>Sae</i> em função de <i>T</i> .....	56
Figura 50. Espectro de resposta elástico para uma zona sísmica 2.1 - <i>Sae</i> em função de <i>Sde</i> .....	56
Figura 51. Igreja da Madalena [Costa e Vasconcelos, 1999] .....	57
Figura 52. Igreja Sta. Maria Madalena – Ilha do Pico (desenhos de Leão, 1999): a) Alçado principal, b) Planta.....	57
Figura 53. Pormenores do campanário da torre da Igreja de Sta. Maria Madalena e esquema das secções-tipo adoptadas (adaptado de [Leão, 1999]) .....	58
Figura 54. Campanário da torre da Igreja de Sta. Maria Madalena: a) esquema das secções adoptadas; b) “alturas de influência” correspondentes ao peso actuante em cada secção (adaptado de [Leão, 1999]). .....	58
Figura 55. Esquema da torre isolada e das secções adoptadas para a análise do campanário da igreja da Madalena à cota real (adaptado de [Leão, 1999]).....	62
Figura 56. Igreja de Bandeiras.....	64
Figura 57. Igreja de Bandeiras – Ilha do Pico (desenhos de [Leão, 1999]): a) Alçado principal, b) Planta .....	64
Figura 58. Pormenores do campanário da torre da Igreja de N. S. da Boa Nova e esquema das secções tipo adoptadas (adaptado de [Leão, 1999]) .....	65
Figura 59. Campanário da torre da Igreja de Bandeiras: a) esquema das secções adoptadas; b) “alturas de influência” correspondentes ao peso actuante em cada secção (adaptado de [Leão, 1999]). .....	65

Figura 60. Esquema da torre isolada e das secções adoptadas para a análise do campanário da igreja de Bandeiras à cota real (adaptado de [Leão, 1999]).	69
Figura 61. Secções críticas nas duas situações consideradas: a) Igreja da Madalena apenas considerando o campanário; b) Igreja da Madalena considerando a torre isolada; c) Igreja de Bandeiras apenas considerando o campanário; d) Igreja de Bandeiras considerando a torre isolada.	71
Figura 62. Espectro de resposta elástico para as duas torres estudadas	72
Figura 63. Exemplos de ancoragem de tirantes em paredes de alvenaria (adaptado de [Lagomarsino, 2008]).	79
Figura 64. Tirantes exteriores (adaptado de [Lagomarsino, 2008])	79
Figura 65. Torre sineira de uma igreja na região de L'Aquila reforçada com tirantes	80
Figura 66. Cintagem metálica pelo exterior (adaptado de [Lagomarsino, 2008]).	81
Figura 67. Dano provocado pela falta de reforço de ligação entre paredes e cobertura (adaptado de [Lagomarsino, 2008])	81
Figura 68. Coroamento em betão armado: a) esquema de ligação de uma cinta em betão armado à asna de cobertura e à parede alvenaria (adaptado de [Lagomarsino, 2008]); b) início da montagem do coroamento no topo da parede na Igreja da Madalena – ilha do Pico [Correia Guedes, 2008]	82
Figura 69. Execução de cinta metálica (adaptado de [Lagomarsino, 2008])	83
Figura 70. Exemplo de reconstrução de alvenaria com os mesmos materiais: a) zona reconstruída com os mesmos materiais [Meli, 1998]; b) aspecto de uma parede reparada [Lagomarsino, 2008]	83
Figura 71. Exemplo de reconstrução de alvenaria com outros materiais: a) zona reconstruída com outros materiais [Meli, 1998]; b) aspecto de uma parede reparada [Lagomarsino, 2008]	84
Figura 72. Tirantes exteriores pré-esforçados contrariam os impulsos do arco sobre as paredes de suporte (adaptado de [Meli, 1998])	85
Figura 73. Reforço de abóbadas pelo extradorso (adaptado de [Lagomarsino, 2008])	85
Figura 74. Reforço de abóbadas pelo extradorso com FRP (adaptado de [Lagomarsino, 2008])	86
Figura 75. Pormenores do reforço de ligação paredes-cobertura (adaptado de [Giuffrè, 1993])	87
Figura 76. Execução de injeções numa parede de alvenaria (adaptado de [Lagomarsino, 2008])	88

Figura 77. Reconstrução de juntas (adaptado de [Lagomarsino, 2008]).....	89
Figura 78. Pregagens transversais com tirantes (adaptado de [Lagomarsino, 2008]) .....	90
Figura 79. Alvenaria reforçada com reboco armado (adaptado de [Lagomarsino, 2008]).....	90
Figura 80. Encamisamento (jacketing) de uma parede de alvenaria (adaptado de [Meli, 2008]).....	91
Figura 81. Consolidação de pilares e colunas com cintas em FRP (adaptado de [Lagomarsino, 2008]).....	92
Figura 82. Ampliação da superfície de contacto solo-sapata com blocos de betão armado adjacentes ligados à sapata existente por pregagens transversais [Meli,1998]. .....	93
Figura 83. Possível reforço dos campanários estudados: a) Igreja da Madalena; b) Igreja de Bandeiras.....	96



## Índice de tabelas

Tabela 1. Modos de dano e valores do parâmetro $\rho_k$ para os vários mecanismos (adaptada de C.N.R., 2002).....	26
Tabela 2. Factor de importância $\gamma_1$ para a verificação do ELU (adaptada de [Linee Guida, 2006]) .....	30
Tabela 3. Valores dos factores amplificativos de cada tipo de solo correspondentes à acção sísmica Tipo 2 nas Zonas Sísmicas 1, 2 e 3 [NA, 2008] .....	31
Tabela 4. Aceleração de referência das ilhas do Faial e do Pico [NA, 2008] .....	31
Tabela 5. Identificação e classificação de cada mecanismo de dano .....	33
Tabela 6. Comparação da viabilidade de utilização imediata das igrejas obtida neste trabalho e por Guerreiro <i>et al.</i> (1999).....	36
Tabela 7. Relação entre Magnitude e Aceleração [Martins e Mendes, 2001].....	39
Tabela 8. Relação entre Magnitude (MM) e Aceleração ( $ag$ ) para as igrejas estudadas....	39
Tabela 9. Disposição das torres sineiras em relação ao corpo principal da igreja .....	45
Tabela 10. Valores de $F_c$ ( <i>Fattore di confidenza</i> ) [Linee Guida 2006].....	49
Tabela 11. Propriedades admitidas para os materiais das igrejas de Madalena e Bandeiras .....	54
Tabela 12. Valores dos parâmetros que definem o espectro de resposta elástico da Acção sísmica Tipo 2 na Zona Sísmica 1 [NA, 2008] .....	55
Tabela 13. Aceleração máxima de referência $ag, R$ (m/s <sup>2</sup> ) nas várias zonas sísmicas [NA, 2008].....	55
Tabela 14. Cálculo do momento resistente das secções críticas do campanário da igreja da Madalena .....	59
Tabela 15. Resultante das forças de corte ( $F_{hi}$ ) actuantes na base da secção $i$ -ésima do campanário da igreja da Madalena e altura $z_{Fi}$ onde é aplicada.....	60
Tabela 16. Momento último correspondente à aceleração de projecto .....	61
Tabela 17. Ordenada do espectro de resposta e aceleração crítica do solo para o campanário da igreja da Madalena.....	61
Tabela 18. Resultados obtidos considerando o campanário da igreja da Madalena no topo da torre isolada .....	63
Tabela 19. Cálculo do momento resistente das secções críticas do campanário da igreja de Bandeiras .....	66

Tabela 20. Resultante das forças de corte ( $F_{hi}$ ) actuantes na base da secção $i$ -ésima do campanário da igreja de Bandeiras e altura $z_{Fi}$ onde é aplicada .....	67
Tabela 21. Momento último correspondente à aceleração de projecto .....	67
Tabela 22. Ordenada do espectro de resposta e aceleração crítica do solo para o campanário da igreja de Bandeiras .....	68
Tabela 23. Resultados obtidos considerando o campanário da igreja de Bandeiras no topo da torre isolada .....	70
Tabela 24. Características das estruturas estudadas e aceleração do solo correspondente ao colapso ( $a_{ELU}$ ) da secção crítica .....	71
Tabela 25. Acelerações críticas ( $a_{ELU}$ ) para diferentes tipos de solo .....	73
Tabela 26. Mecanismos de dano que cada reforço pode evitar .....	94
Tabela 27. Sugestão de reforço para as igrejas dos açores estudadas .....	95

## Lista de símbolos

- $a_{ELU,i}$  - aceleração correspondente ao estado limite último da i-ésima secção ( $m/s^2$ )
- $a_{ELU}$  - aceleração do solo em relação ao estado limite último ( $m/s^2$ ) [Linee Guida, 2006]
- $a_g$  - aceleração do solo ( $m/s^2$ )
- $a_{gR}$  - aceleração de referência do local ( $m/s^2$ ) [NA, 2008]
- $a_i$  - lado perpendicular à direcção da acção sísmica considerada da secção i-ésima de análise ( $m$ )
- $A_i$  - área total da secção em análise ( $m^2$ )
- $b_i$  - lado paralelo à direcção da acção sísmica considerada da secção i-ésima de análise ( $m$ )
- $B_i$  - área da zona oca da secção em análise ( $m^2$ )
- C.N.R. - *Consiglio Nazionale delle Ricerche* - Itália
- $d_k$  - classificação dos danos, variável entre 0 e 5 (EMS 98) [Grünthal, 1998]
- $E$  - módulo de elasticidade ( $kPa$ )
- FAG - falha Açores-Gibraltar.
- $F_c$  - factor de redução que representa a incerteza relativamente aos dados geométricos, propriedades dos materiais e do terreno de fundação
- $f'_d$  - resistência de cálculo à compressão da alvenaria, tendo em conta o factor de redução  $F_c$  ( $kPa$ )
- $F_{h,i}$  - resultante das forças de corte actuantes na base da secção i-ésima ( $kN$ )
- $F_{hi}^a$  - resultante das forças de corte actuantes na base da secção i-ésima para a aceleração de projecto ( $kN$ )
- $F_{hi}^b$  - resultante das forças de corte actuantes na base da secção i-ésima em função de  $F_h$  ( $kN$ )
- $F_i$  - força a aplicar no baricentro de cada bloco que constitui a alvenaria ( $kN$ )
- $F_i^a$  - força a aplicar no baricentro de cada bloco que constitui a alvenaria para a aceleração de projecto ( $kN$ )
- $F_i^b$  - força a aplicar no baricentro de cada bloco que constitui a alvenaria em função de  $F_h$  ( $kN$ )
- FRP - material compósitos de matriz polimérica (*Fiber Reinforced Polymer*)
- $g$  - a aceleração da gravidade ( $m/s^2$ )
- GNDT - *Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terramoti* - Itália

$H$  - altura do edifício ( $m$ )  
 $I_1, I_2, I_3, \dots$  - identificação das igrejas estudadas  
 $i_d$  - índice de dano, variável entre 0 e 1 [*Linee Guida*, 2006]  
 $I_s$  - índice de segurança sísmica [*Linee Guida*, 2006]  
 $i_v$  - índice de vulnerabilidade sísmica, variável entre 0 e 1 [*Linee Guida*, 2006]  
 $k$  - factor de modificação apenas a ter em conta em certas regiões  
 $LV$  – *livello di valutazione* (nível de avaliação [*Linee Guida*, 2006])  
 $MM$  - abreviatura da escala de Mercalli Modificada [Martins e Mendes, 2001]  
 $M_{res,i}$  - momento correspondente ao colapso por flexão da secção  $i$ -ésima de análise ( $kN \cdot m$ )  
 $M_{u,i}$  - momento último correspondente à aceleração de projecto ( $kN \cdot m$ )  
 $q$  - factor estrutural para o cálculo da aceleração correspondente ao estado limite último  
 $S$  – factor amplificativo do solo [NA, 2008]  
 $S_{d,ELU,i}$  - valor crítico do espectro de resposta elástico ( $m$ )  
 $S_d(T_1)$  - ordenada do espectro de resposta de projecto em função do período fundamental da estrutura segundo a direcção considerada ( $m$ )  
 $S_i$  - espessura da alvenaria da secção ( $m$ )  
 $T_1$  - período fundamental da estrutura ( $s$ )  
 $T_c$  - o período característico do espectro de resposta ( $s$ )  
 $v_{k,i}$  - lista de limitações ou fragilidades construtivas que possam favorecer a activação do mecanismo de dano em avaliação, variável entre 0 e 3 [*Linee Guida*, 2006]  
 $v_{k,p}$  - soluções e tecnológicas ou construtivas que podem atenuar o aparecimento do mecanismo em questão, variável entre 0 e 3 [*Linee Guida*, 2006]  
 $W$  - peso da estrutura acima da secção em análise ( $kN$ )  
 $z_{Fi}$  - altura onde a força  $F_{hi}$  é aplicada ( $m$ )  
 $z_i^*$  - cota da  $i$ -ésima secção a verificar em relação à base  
 $z_i$  e  $z_k$  - altura do baricentro dos sectores  $i$  e  $k$  em relação ao encastramento ( $m$ )  
 $\gamma_1$  - factor de importância da igreja [*Linee Guida*, 2006]  
 $\eta$  - correcção ao factor de amortecimento  
 $\rho_k$  - indicador da influência do dano no edifício [C.N.R., 2002]  
 $\sigma_{0i}$  - tensão normal média na secção de análise ( $kPa$ )

# 1- ENQUADRAMENTO, OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

## 1.1 Enquadramento do tema

Desde sempre, os sismos representam uma das grandes causas de danos graves e perda do património histórico e arquitectónico. A necessidade de salvaguardar estas construções passa pela compreensão e análise da sua vulnerabilidade sísmica que consequentemente sustenta as estratégias de reforço.

O território português, no contexto da tectónica de placas, situa-se na placa Euro-Asiática, limitada a oeste pela crista média do Atlântico e a sul pela falha Açores-Gibraltar (FAG), que corresponde à fronteira entre as placas Euro-Asiática e Africana. O movimento das placas caracteriza-se pelo deslocamento para Norte da placa Africana e pelo movimento divergente de direcção E-W na dorsal atlântica. Na zona mais ocidental da fractura Açores-Gibraltar (FAG) encontra-se a junção tripla dos Açores e a Sudeste da ilha de S. Miguel a fractura toma uma direcção E-W, com movimento de desligamento e é conhecida por Falha da Glória. Na zona mais ocidental da fractura Açores-Gibraltar, na junção tripla dos Açores, a sismicidade que se faz sentir está relacionada quer com o vulcanismo quer com a movimentação interplacas.

A sismicidade do Arquipélago dos Açores, que decorre da actividade vulcânica e tectónica da crista Atlântica (ver Figura 1), é caracterizada por eventos com um número de sismos muito elevado. Este Arquipélago apresenta uma sismicidade histórica importante, como por exemplo, os sismos que afectaram a ilha de S. Miguel em 1522, 1810, 1852 e 1881, a ilha Terceira no ano de 1547, 1614, 1800, 1801 e 1841 e a ilha de S. Jorge e ilha do Pico em 1757 [NESDE, 2005].

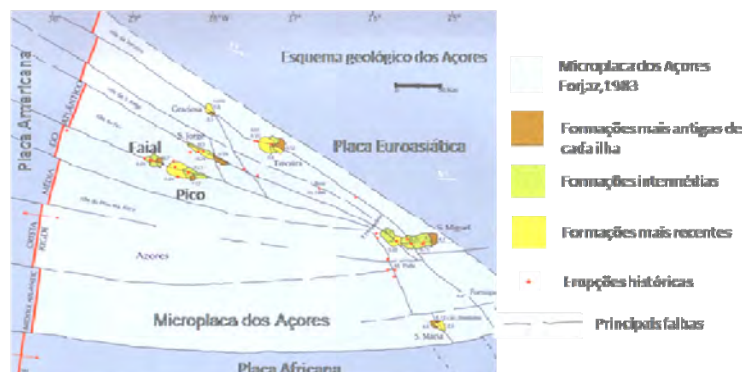


Figura 1. Esquema Geológico dos Açores (adaptado de [Forjaz, 1999])

No século XX são de referir os eventos sísmicos de 8 de Maio de 1939, que afectaram principalmente as ilhas de S. Miguel e Santa Maria, o de Novembro de 1973 nas ilhas do Pico e Faial, o de 1 de Janeiro de 1980 nas ilhas Terceira, S. Jorge e Graciosa [NESDE, 2005].

Mais recentemente a 9 de Julho de 1998, um sismo de magnitude 6.2 na escala de Richter foi registado em quase todas as ilhas do Arquipélago, infligindo danos estruturais principalmente nas ilhas do Faial e do Pico [Guerreiro *et al.*, 2000]. Com epicentro a localizado apenas a cerca de 5 km a Nordeste da ilha do Faial, como se ilustra na Figura 2. Este sismo provocou o colapso de cerca 700 imóveis e a destruição de inúmeras infra-estruturas públicas e igrejas [DA, 2008]. Na ilha do Faial, o sismo provocou 8 mortos e uma elevada percentagem da população perdeu as suas casas [Guerreiro *et al.*, 2000].



Figura 2. Localização do epicentro e isossistas de intensidade do sismo de 9 de Julho de 1998 (adaptado de [Oliveira, 1998])

Os monumentos históricos, em geral, foram construídos com materiais de melhor qualidade e recorrendo a técnicas construtivas especiais, permitindo assim vencer elevados vãos a grandes alturas interiores e elementos estruturais extremamente esbeltos. Todas estas características particulares das igrejas traduzem-se numa elevada vulnerabilidade, incomparável à dos edifícios correntes [Lagomarsino, 2006].

Segundo Roque [2002] as igrejas são testemunhos vulgares bem referenciados e documentados do património monumental, com a particularidade de terem sofrido ao longo da sua história e, nalguns casos superado, violentos terramotos como se tivessem sido submetidas a autênticos ensaios sísmicos à escala real.

Os danos que ocorreram nestes edifícios ao longo do tempo, não apenas consequentes das acções sísmicas, como também por variações de temperatura, aspectos reológicos, assentamentos, etc., foram muitos deles causados por intervenções pontuais,

frequentemente fruto da tendência da época, que alteraram significativamente o comportamento estrutural do edifício [Costa, 2008]. Deste modo, nos projectos de reabilitação e reforço devem apoiar-se num profundo conhecimento da construção, adoptando sempre as técnicas de intervenção mais adequadas e menos intrusivas, respeitando uma filosofia de “intervenção mínima necessária” no sentido de preservar a autenticidade das características arquitectónicas e estruturais das igrejas.

Tratando-se de construções antigas de alvenaria, mesmo na presença de um adequado estado de conservação dos materiais, é extraordinariamente complexo fazer uma análise estrutural rigorosa face à heterogeneidade dos materiais e constituição das paredes e à dificuldade em estabelecer com rigor o grau de ligação entre os vários elementos estruturais. Se existem algumas dificuldades na avaliação da segurança das igrejas para a acção das cargas verticais, as limitações são ainda maiores quando se trata da acção sísmica, e, quanto maior for o rigor pretendido, maiores serão as dificuldades encontradas para a sua análise estrutural [Roque, 2002].

As metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica de igrejas têm vindo a ser desenvolvidas e aperfeiçoadas ao longo dos anos, associadas à necessidade de preservar o património. Uma correcta avaliação da vulnerabilidade e uma adequada classificação dos danos observados após a ocorrência de um sismo podem não só contribuir para a execução de um correcto reforço sísmico melhorando o seu comportamento à acção sísmica, como também reduzir significativamente os custos de reabilitação destes edifícios.

## **1.2 Objectivos da dissertação**

Esta dissertação tem como principal objectivo avaliar a vulnerabilidade sísmica do património religioso das ilhas do Faial e do Pico. Inicialmente pretende-se interpretar a metodologia utilizada recentemente na avaliação das igrejas italianas, com a finalidade de a aplicar às igrejas dos Açores danificadas pelo sismo de 9 de Julho de 1998.

Neste estudo pretende-se:

- 1) Elaborar um modelo de levantamento, registo e diagnóstico do estado de dano e vulnerabilidade sísmica das igrejas. Para tal é proposto um conjunto de acções que contribuem para a definição desta metodologia de registo:

- i) Elaboração de fichas de levantamento de danos com o intuito de avaliar as condições de segurança das igrejas após a ocorrência de um sismo, permitindo definir a viabilidade da sua utilização e ainda a possível implementação de medidas que evitem o colapso de partes da estrutura e posteriormente decidir acerca das prioridades de intervenção;
  - ii) Criação de fichas que permitam uma correcta classificação da vulnerabilidade sísmica associada aos vários elementos ou partes que constituem as igrejas, contribuindo assim para um conhecimento pormenorizado das suas fragilidades, e consequentemente a selecção e definição de estratégias de reforço sísmico adequado;
  - iii) Organização e armazenamento de toda a informação recolhida nas fichas de levantamento numa base de dados, possibilitando assim de uma forma fácil e eficaz analisar o estado das igrejas, com vista apoiar as estratégias de intervenção quer na situação pós-sismo como na mitigação do risco sísmico destas estruturas.
- 2) Avaliar os danos e a vulnerabilidade sísmica de dezasseis igrejas (onze na ilha do Pico e cinco na ilha do Faial). Através de registo fotográfico classificou-se os mecanismos de dano ocorridos nestas igrejas durante o sismo de 1998, efectuando o preenchimento das fichas que permitirão o cálculo automático do índice de dano ( $i_d$ ). A recolha de informação geométrica, a análise de fotografias e relatórios de inspecção anteriores ou posteriores ao sismo em questão, é realizada com o intuito de classificar as igrejas quanto à sua vulnerabilidade sísmica. Pretende-se que o cálculo do índice de vulnerabilidade ( $i_v$ ) e índice de segurança ( $I_s$ ), baseado na metodologia italiana, seja também efectuado automaticamente após o correcto preenchimento das fichas.
  - 3) Posteriormente, pretende-se avaliar a vulnerabilidade dos campanários de duas igrejas da ilha do Pico, aplicando o modelo mecânico simplificado proposto no documento *Linee Guida* [2006] para este tipo de elementos.
  - 4) Por fim serão apresentadas as soluções de reforço mais utilizadas em igrejas, com o intuito de permitir uma análise comparativa face aos trabalhos de reforço já efectuados em algumas igrejas das ilhas do Faial e do Pico.



### 1.3 Organização da dissertação

Esta tese está dividida em quatro Capítulos para além do presente Capítulo 1.

No Capítulo 2, apresenta-se a metodologia desenvolvida pelo *Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terramoti* (GNDT) para avaliação dos danos observados em igrejas após a ocorrência de um sismo, bem como da vulnerabilidade das igrejas à acção sísmica. As estratégias de diagnóstico e registo são também apresentadas no Capítulo 2, permitindo apoiar as prioridades e estratégias de intervenção não só após a ocorrência de um evento sísmico, como também intervenções de reforço com vista a melhorar o comportamento destas estruturas à acção sísmica. Neste capítulo é ainda ajustada e aplicada a metodologia às igrejas danificadas pelo sismo de 9 de Julho de 1998 nas ilhas do Faial e do Pico, sendo apresentada a base de dados elaborada que reúne toda a informação recolhida.

No Capítulo 3, é descrito um modelo mecanicista apresentado pelo documento *Linee Guida* [2006] para a avaliação da vulnerabilidade sísmica de torres e campanários. Neste capítulo é aplicado este método de avaliação a duas igrejas da ilha do Pico.

No Capítulo 4, sistematizam-se as técnicas de reabilitação e reforço estrutural, dando especial atenção a intervenções que melhorem o comportamento sísmico e que evitem a activação dos mecanismos de dano.

Finalmente, no Capítulo 5, apresentam-se as conclusões finais do trabalho com referência a perspectivas de futuros trabalhos de investigação na sequência desta dissertação.

## 2- INSPECÇÃO, REGISTO E AVALIAÇÃO DO RISCO

### 2.1 Metodologia do GNDT

No presente trabalho, a avaliação da vulnerabilidade e dos danos observados nas igrejas das ilhas dos Açores afectadas pelo sismo de 1998, tem como base a metodologia apresentada pelo GNDT (*Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terramoti*).

Relativamente à avaliação das igrejas e à correspondente ficha de levantamento desenvolvida em Itália pelo GNDT, inicialmente eram identificados e classificados 18 mecanismos de dano frequentes nas igrejas após a ocorrência de um sismo.

Segundo Lagomarsino e Podestà [2008], esta metodologia foi aplicada por Guerreiro *et al.*, [2000] na avaliação dos danos das igrejas dos Açores, mostrando a sua eficácia, no entanto o método não foi oficializado pelas autoridades protecção civil portuguesa.

A aplicação desta metodologia permitiu assim uma primeira percepção da viabilidade de utilização das igrejas danificadas, e uma estimativa inicial dos custos da recuperação [Guerreiro *et al.*, 1999].

Ao longo dos últimos anos a metodologia tem vindo a sofrer algumas alterações, evoluindo com base nos estudos realizados após a ocorrência de sismos mais recentes ocorridos em Itália, sendo o documento *Linee Guida* a mais recente publicação e a principal referência para avaliação dos casos de estudo apresentados neste trabalho.

De acordo com C.N.R. - *Consiglio Nazionale delle Ricerche* [2002], o sismo ocorrido na província de Campobasso (crise sísmica iniciada a 31 de Outubro de 2002), permitiu a actualização da metodologia do GNDT e a consequente elaboração de uma ficha de levantamento de dano e avaliação da vulnerabilidade, pelo *Ministero dei Beni Culturali e dei Lavori Pubblici*, que identifica 28 mecanismos de dano associados à resposta dos diferentes macro-elementos das igrejas perante a acção sísmica.

O documento *Linee Guida* [2006] fornece todas as indicações necessárias a uma correcta avaliação do risco sísmico para protecção do património histórico. Foi estabelecida com o objectivo de especificar um percurso de conhecimento, de avaliação da segurança sísmica do património histórico, de forma mais objectiva possível, e consequentemente a definição de intervenções de melhoria do desempenho sísmico.

Este documento apresenta diversas possibilidades de avaliação do comportamento estrutural de construções históricas em alvenaria de pedra. Em particular, para a avaliação

da segurança sísmica, estão definidos de três diferentes níveis (LV – *livello di valutazione*) de crescente complexidade:

- LV1 – para a avaliação da segurança e vulnerabilidade sísmica dos edifícios;
- LV2 – para a avaliação a adoptar no caso de necessidade de intervenções localizadas em zonas limitadas da estrutura;
- LV3 – para o projecto de intervenção que modificará o funcionamento estrutural ou quando é requisitada uma rigorosa avaliação da segurança sísmica.

Para a conservação e avaliação da segurança sísmica do património com valor arquitectónico, é necessário dispor de instrumentos de análise com diferentes níveis de detalhe, devendo ser aplicado a duas escalas distintas: i) territorial; ii) individual (construção a construção).

Em Itália, a aplicação deste conceito, traduz-se na existência de uma complexa base de dados que contém a informação, recolhida ao longo dos anos, dos edifícios dos centros históricos. Para tal, foram desenvolvidas pelo GNDT diferentes tipos de fichas de levantamento e registo para caracterização dos centros históricos [GNDT, 2002]:

- “*Scheda Comune*” – Referente à zona ou província em análise, contendo dados como a zona sísmica em questão, número de habitantes, altitude, obras arquitectónicas, igrejas, etc.;
- “*Check-list*” – Avalia o estado de emergência de intervenção nos edifícios monumentais e identificação dos problemas ambientais à ocorrência do evento sísmico;
- “*Scheda Centro Storico*” – ficha de escala territorial para o levantamento do número de edifícios e da sua tipologia;
- “*Scheda Speditiva*” – Fornece informação geral do edifício, das suas características (localização geográfica, geometria, materiais, estado de conservação, tipo de uso, etc.) e da sua vulnerabilidade;
- “*Scheda Chiese*” – Avalia e faz o levantamento dos mecanismos de dano e avaliação da segurança das igrejas;
- “*Scheda Murata*” – Caracteriza o tipo de alvenaria e todas as informações relevantes associadas;

- “*Scheda per il rilievo degli eventuali effetti di amplificazione di sito*” – Avalia o tipo de solo da região e estuda o risco de amplificação dinâmica do solo.

Organizada e armazenada a informação, torna-se fácil o acesso e consulta de todos os dados referentes aos edifícios das regiões estudadas, tais como: i) técnicas e características construtivas dos edifícios; ii) propriedades dos materiais e da estrutura; iii) materiais e técnicas usadas em restauros anteriores; iv) mecanismos de dano e colapso dos edifícios perante o sismo, incluindo os já reconstruídos.

Relativamente à ficha das igrejas utilizada na avaliação das igrejas do Faial e do Pico nesta dissertação, tem como base a “*Scheda Chiese*” apresentada pelo GNDT [2002], tendo em conta a actualização pelo *Ministero dei Beni Culturali e dei Lavori Pubblici*.

## 2.2 Mecanismos de dano

Como já referido anteriormente, o documento *Linee Guida* [2006] apresenta 28 mecanismos de dano associados aos diferentes macro-elementos que constituem as igrejas. De seguida são apresentados os macro-elementos que normalmente constituem as igrejas (ver Figura 3) e os correspondentes mecanismos de dano associados.

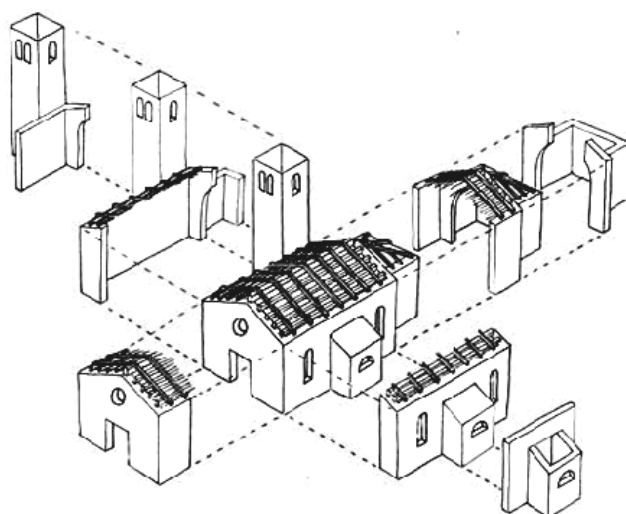


Figura 3. Principais macro-elementos que constituem a igreja [Doglioni *et al.*, 1994]

### 2.2.1 Mecanismos na Fachada

No primeiro mecanismo (ver Figura 4) podemos observar o desligamento da fachada das paredes laterais ou sinais da sua rotação para fora do plano. Algumas características estruturais das igrejas proporcionam o aparecimento deste mecanismo, como por exemplo, a presença de elementos que impulsionam a fachada para fora do seu plano (vigas das coberturas, arcos, etc.), a existência de grandes aberturas na fachada (janelas e portas) e a deficiente ligação entre fachada e paredes laterais na zona do cunhal.

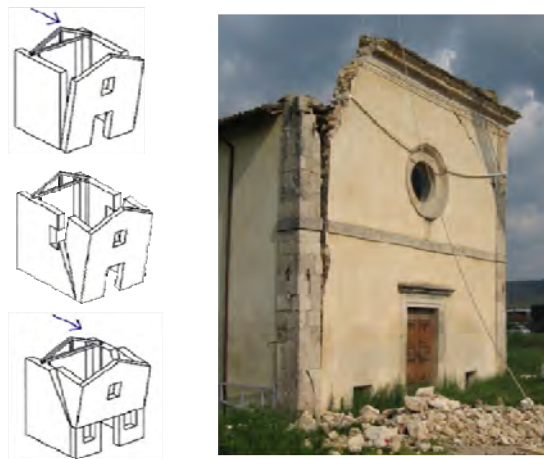


Figura 4. Mecanismo 1 – Rotação da fachada para fora do plano - Igreja na região de L'Aquila

O mecanismo 2 representado na Figura 5, é desencadeado pela presença de grandes aberturas no topo da fachada ou a existência de uma pesada empena podendo desencadear a queda do topo da fachada. É usual também o aparecimento de fendas horizontais na base do frontispício. Uma potencial solução de reforço para minimizar o aparecimento deste mecanismo é a consolidação da ligação entre frontispício e parede da fachada através de uma estrutura metálica por traz do frontispício.

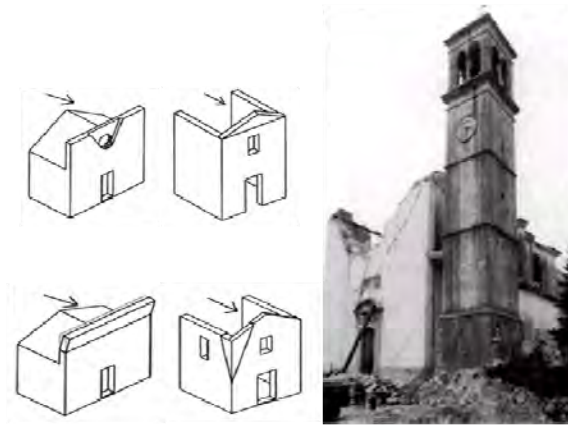


Figura 5. Mecanismo 2 – Desagregação do topo da fachada [Marche,2000]

O aparecimento de fendas diagonais devido ao esforço cortante no plano da fachada é agravado pela existência de várias aberturas de tamanho considerável e elementos verticais de elevada esbelteza, provocando o aparecimento do mecanismo representado na Figura 6.

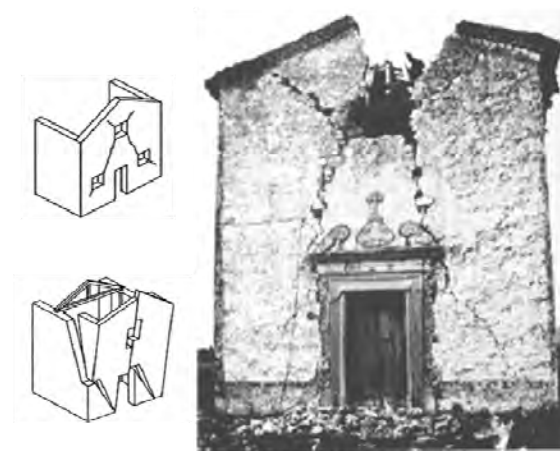


Figura 6. Mecanismo 3 - Fissuração por acção de corte no plano da fachada [Lagomarsino, 2007]

Quando existem zonas porticadas/galerias na fachada, é vulgar o aparecimento de fendas nos arcos ou na ligação galeria-fachada, normalmente associadas à elevada esbelteza dos elementos que constituem as galerias (ver Figura 7).

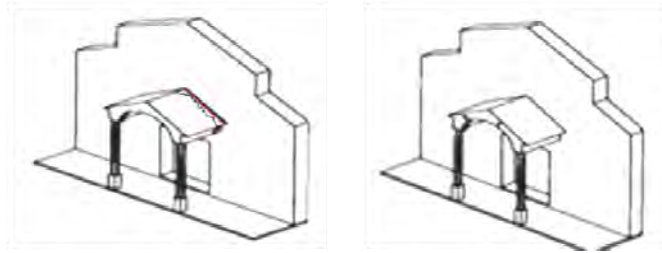


Figura 7. Mecanismo 4 – Danos no alpendre [Linee Guida, 2006]

### 2.2.1 Mecanismos na Nave

O mecanismo 5 é caracterizado pela abertura de fendas nos arcos transversais (que se podem propagar para as abóbadas) e a rotação de paredes laterais leva ao aparecimento de fendas nas abóbadas provocadas por esforço transversal (ver Figura 8). A tipologia e estado de conservação dos materiais que constituem os arcos e as abóbadas são factores condicionantes que influenciam o aparecimento deste mecanismo.

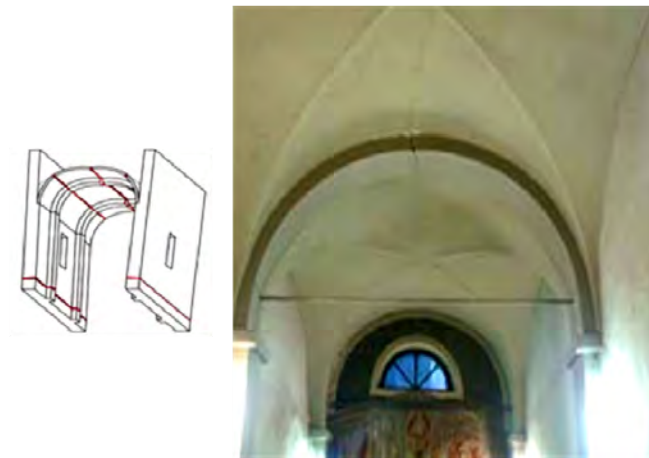


Figura 8. Mecanismo 5 – Danos devido à resposta transversal da nave [Curti, *et al.*, 2007]

O mecanismo 6 é caracterizado pela abertura de fendas com orientação diagonal (em cruz ou apenas numa direcção) ou fissuração próxima das descontinuidades da parede laterais. A existência de grandes aberturas e o movimento longitudinal das paredes durante o sismo originam o tipo de fissuração representado na Figura 9.

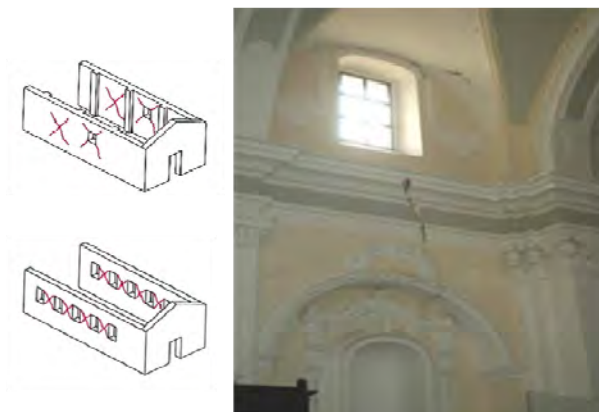


Figura 9. Mecanismo 6 - Fissuração por acção de corte nas paredes laterais [C.N.R., 2002]

O aparecimento de fendas nos arcos ou danos na ligação das abóbadas com o arco constitui um mecanismo típico nas naves das igrejas, podendo ocorrer também esmagamento ou fissuração na base dos capitéis das colunas (ver Figura 10).



Figura 10. Mecanismo 7 – Danos devido à resposta longitudinal das arcarias [Curti, *et al.*, 2007].

Os mecanismos 8 (ver Figura 11) e 9 (ver Figura 12), são caracterizados pela fendilhação nas abóbadas das naves centrais e laterais respectivamente. A presença de aberturas, descontinuidades e irregularidades junto das abóbadas, ou a existência de cargas concentradas da cobertura nas naves, pode levar ao aparecimento destes mecanismos. Os mecanismos podem ainda ser activados pelo facto das abóbadas apresentarem uma espessura desadequada, isto é, um peso elevado ou, pelo contrario uma espessura insuficiente especialmente no caso de grandes vãos.



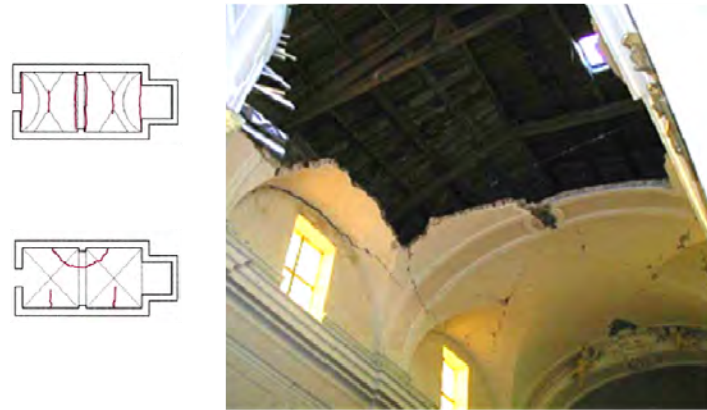


Figura 11. Mecanismo 8 – Fendas nas abóbadas da nave central [C.N.R., 2002]

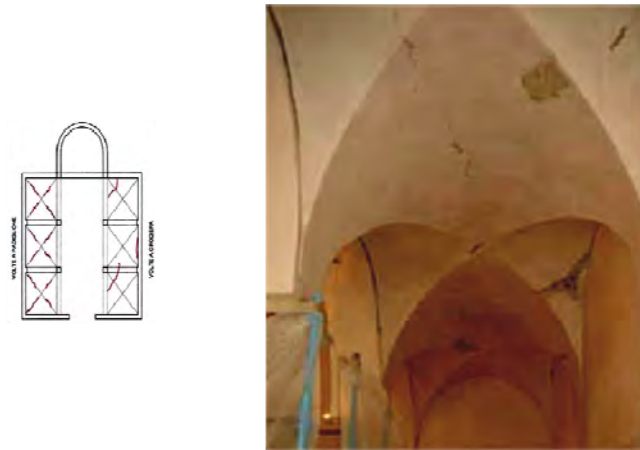


Figura 12. Mecanismo 9 – Fendas nas abóbadas das naves laterais [Curti, *et al.*, 2007].

### 2.2.2 Mecanismos no Transepto

Os mecanismos 10, 11 e 12 esquematizados na Figura 13, são idênticos aos mecanismos 1, 3 e 8 respectivamente, mas associados ao macro-elemento transepto. O mecanismo 10 é caracterizado pela rotação da parede da extremidade do transepto, a fissuração por acção de corte nas paredes do transepto representa o mecanismo 11 e no mecanismo 12 observa-se o aparecimento de fissuração das abóbadas desta zona da igreja

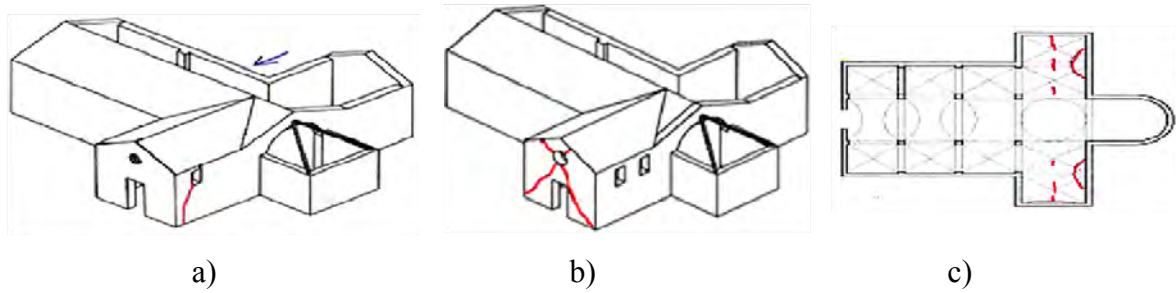


Figura 13. Mecanismos no transepto [Linee Guida, 2006]: a) Mecanismo 10; b) Mecanismo 11; c) Mecanismo 12.

### 2.2.3 Mecanismos no arco triunfal

A fragilidade estrutural associada ao macro-elemento arco triunfal é facilmente identificada pelo aparecimento de danos no arco ou esmagamento na base dos pilares como ilustra a Figura 14.



Figura 14. Mecanismo 13 – Danos no arco triunfal [Lagomarsino,2007]

### 2.2.4 Mecanismo na Cúpula

Quando a igreja possui uma cúpula, é típico o aparecimento de fendas agravadas pela existência de aberturas nesta zona (ver Figura 15). A rotação dos elementos verticais e as inúmeras aberturas existentes nas clarabóias proporcionam o aparecimento de danos nestes elementos (ver Figura 16).



Figura 15. Mecanismo 14 – Fissuração na cúpula - Igreja na região de L'Aquila

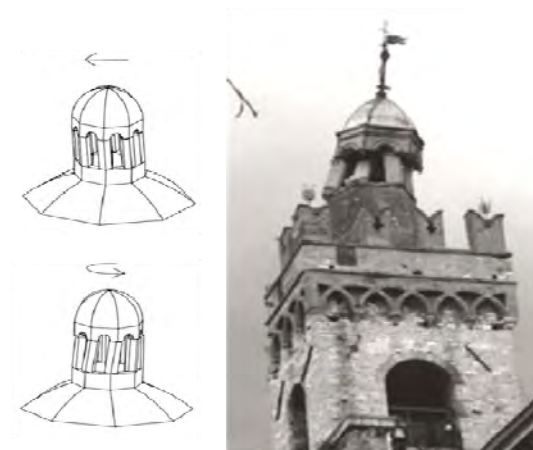


Figura 16. Mecanismo 15 – Danos na clarabóia [Curti, *et al.*, 2007]

### 2.2.5 Mecanismos na abside

Em relação à abside, é típico o aparecem fendas verticais ou curvilíneas nas paredes da abside, tendencialmente nas zonas de descontinuidade (ver Figura 17). Tal como descrito nos primeiros mecanismos, a presença de elementos rígidos na direcção perpendicular em contacto com as paredes da abside, podem provocar um efeito impulsivo, sobre a parede desencadeando um movimento para fora do seu plano.

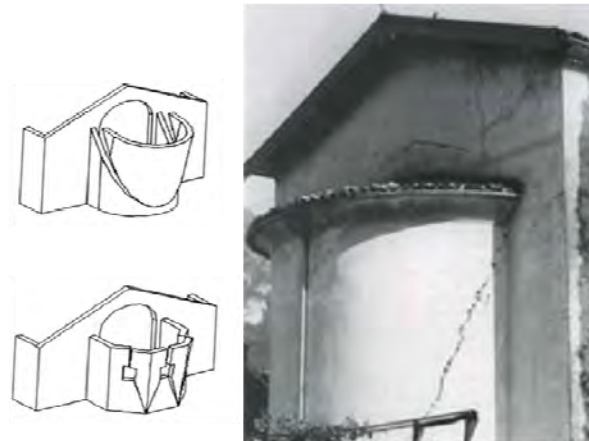


Figura 17. Mecanismo 16 – Rotação da abside para fora do plano [Curti, *et al.*, 2007]

Semelhante aos mecanismos 3 e 11, podem também existir fendas diagonais devido à acção de corte nas paredes da abside (ver Figura 18).

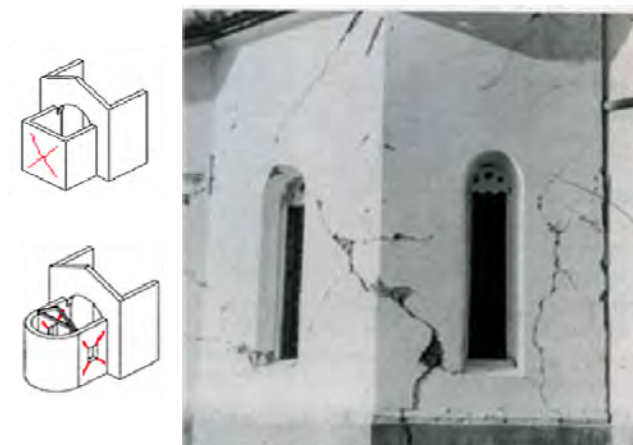


Figura 18. Mecanismo 17 – Fissuração por acção de corte na abside [Curti, *et al.*, 2007].

Nas abóbadas deste macro-elemento, é também possível o aparecimento do mecanismo 18 como se ilustra na Figura 19, analogamente ao que ocorre nas naves da igreja.

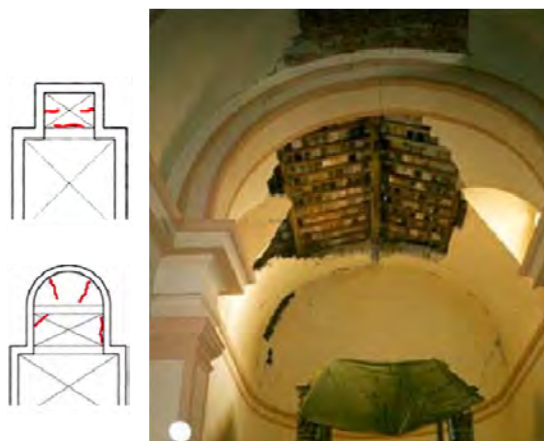


Figura 19. Mecanismo 18 – Fissuração nas abóbadas da abside [Curti, *et al.*, 2007].

### 2.2.6 Mecanismos na cobertura

Tal como se observa noutros mecanismos de dano, a ligação entre a cobertura e as paredes é uma zona bastante vulnerável da igreja. A acção horizontal origina um efeito impulsivo da cobertura no topo das paredes, podendo levar ao aparecimento de fendas horizontais e por vezes o movimento das paredes para fora do seu plano (ver Figura 20).



Figura 20. Mecanismo 19 - Interacção entre cobertura e paredes laterais [Lagomarsino, 2007].

As fendas tendem a propagar-se tendencialmente pelas discontinuidades da parede. Os mecanismos 20 e 21 são idênticos ao anterior, mas nas paredes do transepto (ver Figura 21) e da abside (ver Figura 22) respectivamente.

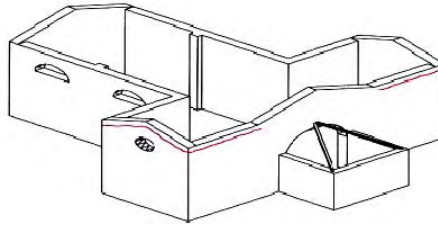


Figura 21. Mecanismo 20 - Interação entre cobertura e o transepto [Linee Guida, 2006].

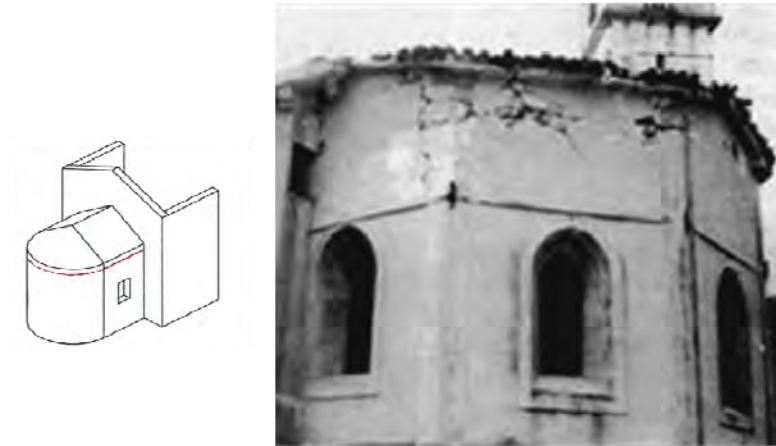


Figura 22. Mecanismo 21 – Interação entre cobertura e a abside [Curti, *et al.*, 2007]

### 2.2.7 Mecanismos em capelas ou corpos adjacentes

Os mecanismos 22, 23 e 24 são também idênticos a outros anteriormente descritos, sendo representados na Figura 23. No mecanismo 22 observa-se a rotação das paredes das capelas para fora do plano, o mecanismo 23 é caracterizado pela fissuração por acção de corte nas paredes e o mecanismo 24 é idêntico aos mecanismos 8, 9, 12 e 18, mas nas abóbadas das capelas.

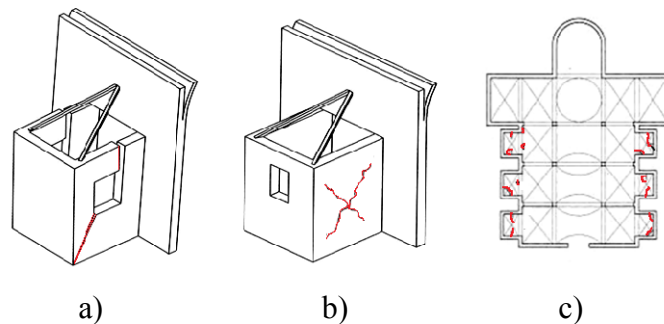


Figura 23. Mecanismos em capelas ou corpos adjacentes [Linee Guida, 2006]: a) Mecanismo 22; b) Mecanismo 23; c) Mecanismo 24.



A diferença de alturas ou de espessura das paredes entre construções adjacentes pode desencadear o aparecimento de fendas na ligação entre estes, como se ilustra na Figura 24.

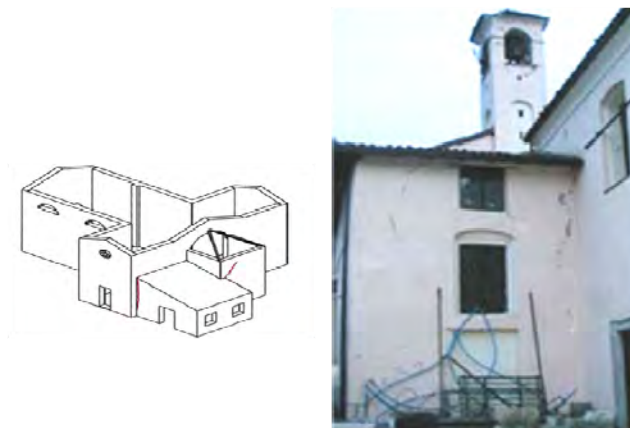


Figura 24. Mecanismo 25 – Danos provocados pela interação com edifícios adjacentes [Curti, *et al.*, 2007].

#### 2.2.8 Mecanismos associados a elementos secundários - objectos

O mecanismo 26 ocorre devido à existência de elementos secundários muito esbeltos e assimétricos, por isso bastante vulneráveis à acção sísmica. A fragilização, ou até mesmo a queda de elementos como pináculos, estátuas ou cones que constituem a cobertura das torres, é muito frequente, sendo observada em várias igrejas estudadas neste trabalho (ver Figura 25).

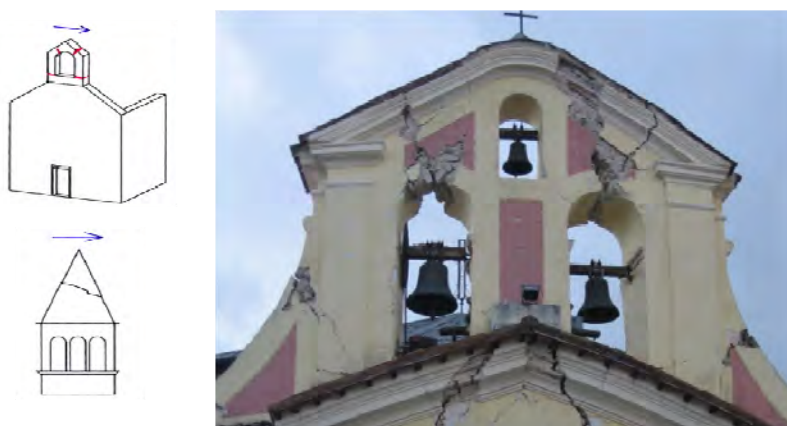


Figura 25. Mecanismo 26 – Queda de cumeeira, cone, pináculos ou estátuas – Igreja na região de L'Aquila

### 2.2.9 Mecanismos em torres sineiras

Nas torres sineiras, é típico o aparecimento de fendas na ligação entre torre e igreja ou por tensões de corte associadas à presença de grandes aberturas como se ilustra na Figura 26.

Na zona de ligação com o corpo principal da igreja é vulgar o aparecimento de danos, provocados pelo distinto comportamento das duas estruturas à acção sísmica.

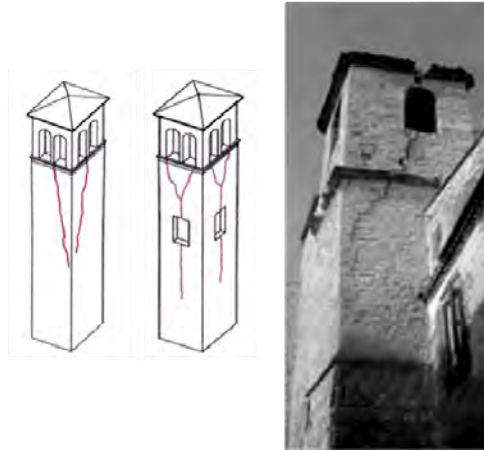


Figura 26. Mecanismo 27 – Fissuração da torre sineira [Curti *et al.*, 2007]

### 2.2.10 Mecanismos no campanário

A abertura de fendas nos arcos ou rotação e queda de pilares devem-se essencialmente à esbelteza dos elementos que constituem este macro-elemento (ver Figura 27).



Figura 27. Mecanismo 28 – Danos no campanário - Igreja na região de L'Aquila



### 2.3 Mecanismo do coro alto

Durante a avaliação do registo fotográfico efectuado por Costa e Vasconcelos [1999] e dos respectivos relatórios de inspecção das igrejas do Faial e do Pico danificadas pelo sismo de 1998, foi observado que todas possuem coro alto.

O coro alto é uma estrutura, normalmente em madeira, localizada à entrada da igreja, constituindo um segundo piso que por vezes dá acesso às torres sineiras.

A importância do estudo deste macro-elemento é notória, devido aos danos que resultam da sua interacção com o resto da estrutura, como por exemplo, paredes laterais, arcarias que suportam esta estrutura ou mesmo interacção com a fachada.

O coro alto constitui assim um diafragma horizontal com uma determinada rigidez, dependente dos materiais que o constituem, tendo uma acção danificadora nas paredes laterais (ver Figura 28).

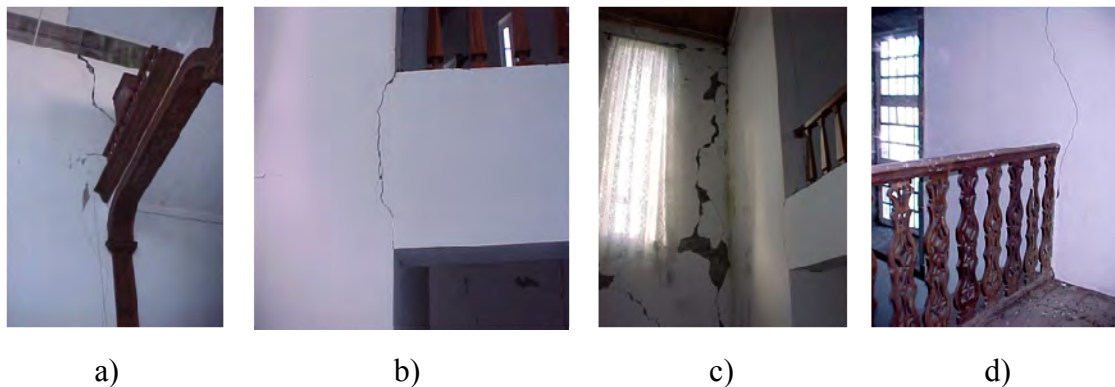


Figura 28. Danos resultantes da interacção entre coro alto e paredes laterais [Costa e Vasconcelos, 1999]: a) Igreja das Angústias; b) Igreja de Espalhafatos; c) Igreja da Conceição; d) Igreja de Bandeiras.

Este tipo de estruturas pode ter três tipos de apoio distintos como indica a Figura 29: a) apoiado apenas nas paredes laterais; b) apoiado nas paredes laterais e, quando em igrejas de três naves, apoiado nos primeiros arcos que são geralmente de menores dimensões; c) apoiadas com pilares para além da ligação às paredes laterais como mostra a Figura 29 c). Facilmente se conclui que o caso mais desfavorável será quando apenas está apoiado nas paredes laterais.

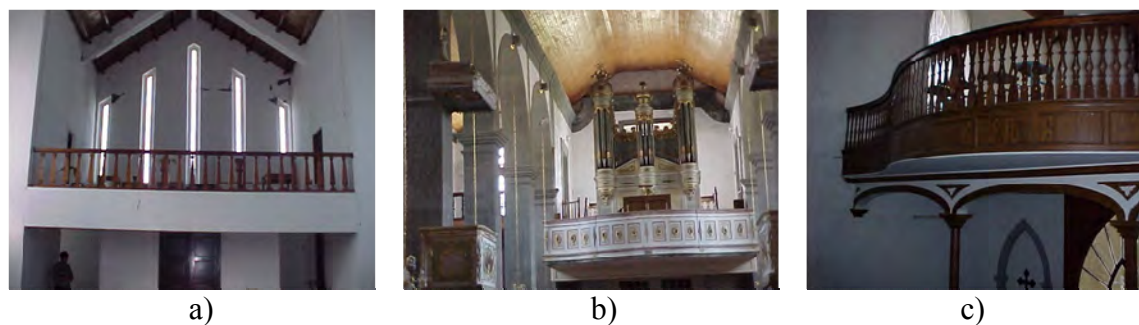


Figura 29. Tipos de apoio do macro-elemento coro alto [Costa e Vasconcelos,1999]: a) Coro alto da Igreja de Espalhafatos apoiado apenas nas paredes laterais; b) Parte do coro alto da Igreja da Praia de Almoxarife apoiado nas paredes laterais e nos primeiros arcos; c) Coro alto da Igreja de S. Bartolomeu apoiado nas paredes laterais e em pilares.

A observação de vários danos associados a este macro-elemento nas igrejas estudadas levou à introdução de um novo mecanismo de dano como se ilustra Figura 30.

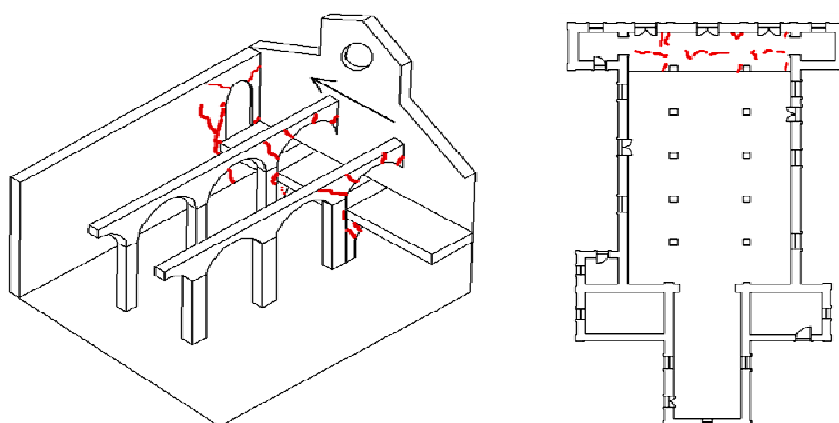


Figura 30. Mecanismo 29 – Danos no coro alto

Para uma correcta avaliação da vulnerabilidade, é importante em primeiro lugar definir as condições de apoio da estrutura do coro alto tendo em conta, como foi referido anteriormente, que no caso em que o macro-elemento apenas é sustentado pelas paredes laterais, é mais provável o aparecimento do mecanismo 29. Os materiais que constituem a estrutura definem a sua maior ou menor rigidez e, consequentemente, a maior ou menor probabilidade de causar danos nas paredes laterais ou nos elementos de apoio intermédios. Relativamente à classificação dos danos, a introdução deste mecanismo altera um pouco a metodologia, no sentido em que, todos os mecanismos de dano ocorridos na zona do coro alto são classificados como mecanismos deste macro-elemento, isto é, fissuração nos arcos

que o suportam, fissuras nas abóbadas e nas paredes laterais na zona do coro alto passam a corresponder ao mecanismo 29 (ver Figura 30). A classificação é análoga aos mecanismos já existentes, explicada no ponto 2.4 da presente tese, de acordo com manual de preenchimento do C.N.R. [2002].

## **2.4 Ficha de levantamento de dano e avaliação da vulnerabilidade das igrejas**

### **2.4.1 Estrutura da ficha de levantamento**

Para aplicar a metodologia desenvolvida pelo GNDT às igrejas do Faial e do Pico, foi elaborada uma ficha de levantamento de danos e avaliação da vulnerabilidade sísmica, tendo como base a apresentada pelo *Ministero dei Beni Culturali e dei Lavori Pubblici* (2003).

A ficha está dividida em três partes distintas. A primeira parte é dedicada ao conhecimento geral da estrutura, contendo informações tais como identificação da igreja, sua localização, dados históricos sobre época de construção e transformações sofridas ao longo dos anos, características geométricas e propriedades dos materiais dos elementos que a constituem, registo fotográfico entre outros dados importantes para uma análise detalhada da estrutura. Na segunda parte é feita a classificação dos diferentes mecanismos de dano observados, assim como a avaliação da vulnerabilidade da igreja associada a cada mecanismo (ver secção 2.4.2). A terceira parte corresponde ao cálculo do índice de dano ( $i_d$ ), índice de vulnerabilidade ( $i_v$ ) e índice de segurança ( $I_S$ ), de acordo com o LV1 (*Livello di valutazione 1*) do documento *Linee Guida* [2006]. No ponto 2.4.3 são apresentadas as expressões utilizadas na determinação destes índices para as 16 igrejas estudadas. Estas expressões foram adaptadas devido à introdução do novo mecanismo.

### **2.4.2 Classificação dos danos e da vulnerabilidade associada a cada mecanismo**

Na segunda parte da ficha de levantamento, são registados todos os mecanismos de dano observados e feita uma avaliação quanto à sua gravidade. A Figura 31 representa o aspecto desta parte da ficha de levantamento. Como exemplo é apresentado o mecanismo 2,

correspondente a danos no topo da fachada, devendo ser preenchidas apenas as zonas coloridas a cinzento. As células a verde correspondem a cálculos automáticos para posterior determinação dos índices de dano ( $i_d$ ), vulnerabilidade ( $i_v$ ) e segurança ( $I_S$ ) apresentados no ponto 2.4.3.

Cada dano é classificado numa escala de 0 a 5 (parâmetro  $d_k$ ), sendo “0” relativo à ausência de dano e “5” correspondente ao colapso do elemento (ver Figura 32) de acordo com a Escala Macrossísmica Europeia (EMS 98) [Grünthal, 1998]. O modo de dano está previamente definido para a maior parte dos mecanismos caracterizando, de acordo com C.N.R. [2002], o modo de dano que poderá ser do tipo I, correspondente comportamento das paredes para fora do plano, ou do tipo II no qual a resposta das paredes é no próprio plano (tipicamente por corte e flexão). O coeficiente  $\rho_k$  é o indicador da influência do dano no edifício (Tabela 1) para cada um dos mecanismos de dano. Em alguns mecanismos de dano, este valor pode ser assumido entre 0,5 e 1 consoante a sua relevância na estrutura em estudo, sendo atribuído o valor 1 quando o elemento é considerado de elevada importância e 0,5 quando pouco importante. Na Tabela 1 são apresentados os valores de  $\rho_k$  assim como os modos de dano de cada mecanismo, sendo esta informação uma adaptação da apresentada no manual de preenchimento italiano do C.N.R. [2002].

Para a célula relativa à existência do mecanismo de dano foi adoptado que “0” corresponde à ausência do mecanismo, e “1” para mecanismo identificado (Figura 31).

Existência do mecanismo		Classificação do dano				
0		Desagregação do topo da fachada	Modo de dano	$\rho_k$	$d_k (0-5)$	$\rho_k \cdot d_k$
2 - fachada	dano	Rotação do frontão para fora do plano, com fissuração horizontal ou em V – Desagregação de alvenaria ou deslocamento de vigas de cintagem – Rotação de asras I	1			0
	Vulnerabilidade	Elementos que beneficiam o comportamento ( $V_{tp}$ )		$V_t (0-3)$		$(V_{to}-V_{tp})$
		1- Presença de ligações locais com elementos da cobertura				
		2- Presença de contraventamento ao nível do topo da parede				
		3- Presença de cintagem leve (cintagem metálica, em alvenaria armada ou outra)				
		Indicadores de vulnerabilidade ( $V_{lv}$ )				0
		1- Presença de grandes aberturas (aberturas oculares)				
		2- Presença de pesados elementos no topo (platibanda frontão, empena etc)				
		3- Vigas rígidas em b.a., pesados revestimentos da cobertura em b.a.				

Parâmetros avaliados no cálculo do índice de vulnerabilidade

Figura 31. Parte da ficha correspondente ao mecanismo 2



Figura 32. Valores de  $d_k$  para classificação dos mecanismos de acordo com a EMS 98 (adaptado de [Grünthal, 1998])

Tabela 1. Modos de dano e valores do parâmetro  $\rho_k$  para os vários mecanismos (adaptada de [C.N.R., 2002])

Macro-elemento	Mecanismo de dano	Modo de dano	$\rho_k$
Fachada	1 – Rotação da fachada para fora do plano	I	1
	2 – Desagregação do topo da fachada	I	1
	3 – Fissuração por acção de corte no plano da fachada	II	1
	4 – Danos no alpendre	I ou II	0.5 – 1
Nave	5 – Danos devido à resposta transversal da nave	I	1
	6 – Fissuração por acção de corte nas paredes laterais	II	1
	7 – Danos devido à resposta longitudinal das arcarias	I	1
	8 – Fendas nas abóbadas da nave central	I ou II	1
	9 – Fendas nas abóbadas das naves laterais	I ou II	1
Transepto	10 – Rotação da parede da extremidade do transepto	I	0.5 – 1
	11 – Fissuração por acção de corte nas paredes do transepto	II	0.5 – 1
	12 – Fissuração nas abóbadas do transepto	I ou II	0.5 – 1
Arco Triunfal	13 – Danos no arco triunfal	II	1
Cúpula	14 – Fissuração na cúpula	I ou II	1
	15 – Danos na clarabóia	I ou II	0.5
Abside	16 – Rotação da abside para fora do plano	I	1
	17 – Fissuração por acção de corte na abside	II	1
	18 – Fissuração nas abóbadas da abside	I ou II	0.5 – 1
Cobertura	19 – Interacção entre cobertura e paredes laterais	I ou II	1
	20 – Interacção entre cobertura e o transepto	I ou II	0.5 – 1
	21 – Interacção entre cobertura e a abside	I ou II	1
Capelas e corpos adjacentes	22 – Rotação das paredes das capelas para fora do plano	I	0.5 – 1
	23 – Fissuração por acção de corte nas paredes da capela	II	0.5 – 1
	24 – Fissuração nas abóbadas das capelas	I ou II	0.5 – 1
	25 – Interacção com edifícios adjacentes	I ou II	0.5 – 1
Objectos	26 – Queda de cumeeira, cone, pináculos ou estátuas	I	0.8
Torre sineira	27 – Fissuração na torre sineira	I ou II	1
Campanário	28 – Danos no campanário	I ou II	1
Coro alto	29 – Danos no coro alto	I ou II	1

Em relação à avaliação da vulnerabilidade ( $i_v$ ), podemos observar pela Figura 31 que existem dois parâmetros a classificar: i)  $v_{k,p}$  que representa as soluções e tecnológicas ou construtivas que podem atenuar o aparecimento do mecanismo em questão; ii)  $v_{k,i}$  a lista de situações ou fragilidades construtivas que possam favorecer a activação do mecanismo de dano em avaliação. Estes parâmetros são classificados de 0-3, quanto à sua eficácia, ou relevância no aparecimento do mecanismo de acordo com o manual de preenchimento desenvolvido pelo C.N.R. [2002].

Com base na *Linee Guida* [2006], tal como mostra a Figura 31, esta parte da ficha de levantamento apresenta os parâmetros  $v_{k,i}$  e  $v_{k,p}$  a classificar relativamente a todos os 28 mecanismos, tendo sido acrescentado o mecanismo correspondente ao coro alto como indica a Figura 33.

0	Coro Alto		Tipo de dano	$\rho_k$	$d_k(0-5)$	$\rho_k \cdot d_k$
29-coro alto	dano	Fissuração na ligação entre o coro alto e as paredes laterais – danos nos elementos de suporte do coro alto (arcos ou pilares) – fissuração nas abobadas do coro alto	I e II	1		0
	Vulnerabilidade	Elementos que beneficiam o comportamento ( $V_{kp}$ ) (1)			$V_k(0-3)$	$(V_{kp}-V_{kp})$ 0
		1- Presença de pilares ou arcos (2)				
		2- Estrutura muito leve (estrutura em madeira) (3)				
		3- Presença de boa ligação entre coro alto e paredes laterais (4)				
		Indicadores de vulnerabilidade ( $V_{kp}$ ) (5)				
		1- Estrutura muito rígida (6)				
		2- Presença de grandes aberturas (acesso a torres ou outras), paredes de alvenaria com pouca espessura (7)				

Figura 33. Parte da ficha de levantamento - Mecanismo 29

Tendo por base o manual de preenchimento original e como mostra a Figura 33, foi necessário definir algumas regras de classificação dos parâmetros  $v_{k,i}$  e  $v_{k,p}$  relativos à vulnerabilidade para o coro alto. Deste modo, para cada parâmetro numerado na Figura 33, são apresentadas algumas condições a ter em conta para uma correcta avaliação da vulnerabilidade sísmica deste macro-elemento:

- 1) Soluções tecnológicas ou disposições construtivas que podem minimizar o aparecimento do mecanismo;
- 2) Deverá ter-se em conta a existência de apoios para além da ligação com as paredes laterais. Em muitos casos esta estrutura é apoiada nos primeiros arcos das igrejas, ou em pilares, limitando os seus deslocamentos no plano horizontal e consequentemente reduzindo a interacção com as paredes laterais. Alguns parâmetros que podem ser considerados com o objectivo de avaliar a eficácia são:

- Arcos ou pilares com rigidez adequada (qualidade dos materiais, dimensões em planta adequadas à altura do pilar ou arco e à massa da estrutura do coro alto);
- Simetria do posicionamento dos apoios.

3) Estrutura leve. Alguns parâmetros que podem ser considerados com o objectivo de avaliar a eficácia são:

- Estrutura realizada em madeira;
- Espessura adequada às dimensões em planta.

4) Uma boa ligação com as paredes laterais restringe a acção do coro alto sobre as paredes, limitando o seu impulso para fora do plano. Alguns parâmetros que podem ser considerados com o objectivo de avaliar a eficácia são:

- Estado de conservação da ligação coro alto – paredes laterais;
- Espessura da parede.

5) Lista de limitações ou defeitos construtivos que possam favorecer a activação do mecanismo de dano;

6) Deverá ter-se em conta que uma estrutura demasiado rígida origina danos mais relevantes nas paredes laterais ou mesmo na fachada (dependendo da orientação da acção sísmica). Alguns parâmetros que podem ser considerados com o objectivo de avaliar a carência construtiva são:

- Estrutura em betão armado;
- Elevada espessura;
- Elevado peso próprio dos revestimentos que constituem o piso.

7) Deve ser considerado o número de aberturas perto da zona do coro alto, pois as zonas de descontinuidades das paredes são bastante frágeis. Em algumas igrejas o coro alto dá acesso às torres sineiras, constituindo aberturas de dimensões consideráveis e normalmente em forma de arco. Alguns parâmetros que podem ser considerados com o objectivo de avaliar a carência construtiva são:

- Dimensão da abertura;
- Tipo de abertura (janela, arco de acesso à torre, ou outro)

### 2.4.3 Cálculo do índice de dano, índice de vulnerabilidade e índice de segurança

Concluída a identificação e classificação da igreja quanto aos danos observados e à vulnerabilidade associada a cada macro-elemento, a terceira parte da ficha de levantamento foi elaborada com o objectivo de calcular o índice de dano ( $i_d$ ), índice de vulnerabilidade ( $i_v$ ) e índice de segurança ( $I_s$ ) automaticamente utilizando as expressões apresentadas na *Linee Guida* [2006]. Como já referido anteriormente, estas expressões foram adaptadas de modo a considerar a introdução do novo mecanismo. Deste modo, a expressão original do índice de dano [*Linee Guida*, 2006] foi adaptada para ter em conta os 29 mecanismos sendo dada pela seguinte expressão:

$$i_d = \frac{1}{5} \times \frac{\sum_{k=1}^{29} \rho_k \times d_k}{\sum_{k=1}^{29} \rho_k} \quad (1)$$

onde:  $\rho_k$  é a importância atribuída ao mecanismo de acordo com a Tabela 1; e,  $d_k$  corresponde ao nível de dano relativo ao k-ésimo mecanismo (0 a 5).

De salientar que o valor do índice de dano ( $i_d$ ) varia entre 0 e 1 e, segundo o documento original de referência, considera-se que para valores superiores a 0,3 a igreja não reúne as condições mínimas de segurança necessárias à sua utilização.

Relativamente ao índice de vulnerabilidade ( $i_v$ ), da expressão original da *Linee Guida* [2006] foi obtida a expressão que permite avaliar a vulnerabilidade da igreja considerando os 29 mecanismos de dano:

$$i_v = \frac{1}{6} \times \frac{\sum_{k=1}^{29} \rho_k \times (v_{ki} - v_{kp})}{\sum_{k=1}^{29} \rho_k} + \frac{1}{2} \quad (2)$$

em que:  $v_{ki}$  corresponde à lista de limitações ou defeitos construtivos que possam favorecer a activação do mecanismo de dano; e,  $v_{kp}$  as soluções tecnológicas ou disposições construtivas que podem minimizar o aparecimento do mecanismo.



Calculado o índice de vulnerabilidade ( $i_v$ ) associado à igreja, é possível determinar um parâmetro que traduz a segurança sísmica da igreja ( $I_s$ ) relativamente à aceleração de referência do local em análise ( $a_{gR}$ ). Para isso é necessário definir, com base no anexo nacional [NA, 2008], a zona sísmica correspondente ao local em estudo e a sua aceleração de referência, a categoria do terreno de fundação, assim como o grau de importância e de utilização do edifício.

$$I_s = \frac{a_{ELU}}{\gamma_1 \times S \times a_{gR}} \quad (3)$$

onde:  $\gamma_1$  representa o factor de importância da igreja (ver Tabela 2);  $S$  e  $a_{gR}$  são respectivamente o parâmetro que corresponde ao factor amplificativo do solo (ver Tabela 3) e aceleração de referência em  $m/s^2$  (ver Tabela 4) de acordo com o Eurocódigo 8 [CEN, 2004] para a zona sísmica em análise;  $a_{ELU}$  corresponde à aceleração do solo em relação ao estado limite último e é dado pela expressão:

$$a_{ELU} = 0.025 \times 1.8^{5.1-3.44 \cdot i_v} \quad (4)$$

De acordo com o documento de referência, considera-se que para índices de segurança inferiores a um, a igreja não resiste a uma acção sísmica com a aceleração de referência ( $a_{gR}$ ) admitida.

Tabela 2. Factor de importância  $\gamma_1$  para a verificação do ELU (adaptada de [Linee Guida, 2006])

Categoria de uso	Categoria de importância		
	Limitada	Média	Elevada
Limitado ou não utilizado	0,50	0,65	0,80
Frequente	0,65	0,80	1,00
Muito frequente	0,80	1,00	1,20

Segundo Cansado Carvalho [2007] e de acordo o NA, [2008], para o arquipélago dos Açores apenas é relevante considerar o cenário de sismo próximo de magnitude moderada

(acção sísmica do Tipo 2). Deste modo é apresentado na Tabela 3 o valor do factor amplificativo correspondente a cada tipo de solo para este tipo de acção sísmica e na Tabela 4 a aceleração de referência para as ilhas do Faial e do Pico.

Tabela 3. Valores dos factores amplificativos de cada tipo de solo correspondentes à acção sísmica Tipo 2 nas Zonas Sísmicas 1, 2 e 3 [NA, 2008]

<b>Tipo de Solo</b>	<b>S</b>
A	1
B	1,35
C	1,5
D	1,8
E	1,6

Tabela 4. Aceleração de referência das ilhas do Faial e do Pico [NA, 2008]

<b>Arquipélago dos Açores</b>			<b>Acção sísmica</b>	
	<b>Código do município</b>	<b>Designação</b>	<b>Tipo 2</b>	
			<b>Zona</b>	<b>a<sub>gR</sub> (m/s<sup>2</sup>)</b>
<b>Ilha do Pico</b>	4601	Lajes do Pico	2.1	2,5
	4602	Madalena	2.1	2,5
	4603	São Roque do Pico	2.1	2,5
<b>Ilha do Faial</b>	4701	Horta	2.1	2,5

## 2.5 Base de Dados elaborada

A elaboração de uma base de dados em Excel® (Figura 34) tem como finalidade organizar e armazenar toda a informação recolhida nas fichas de levantamento, apoiando assim algumas tarefas e actividades associadas à tomada de decisão das prioridades de intervenção, quer em situação pós-sismo como no reforço para evitar danos futuros.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
2												
3		Actualizar Base-de-Dados										
4	IDENTIFICAÇÃO DA IGREJA					LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA				IMPORTÂNCIA E USO		
5												
6	ID	Denominação	Abrir Ficha	Tipo de monumento	Monumento Complexo	Distrito	Concelho	Freguesia	Rua/Praça	Importância	Uso	Posição
7	I1	Igreja de Sta Maria Madalena	<a href="#">Abrir</a>	Individual	-----	Ilha do Pico	Madalena	Madalena	Largo Cardeal Costa Nunes	média	muito freq	isolada
8	I2	Igreja de N. S. da Boa Nova em Bandeiras	<a href="#">Abrir</a>	Individual	-----	Ilha do Pico	Madalena	Bandeiras	Largo da Igreja	média	frequente	isolada
9	I3	Igreja de São Caetano	<a href="#">Abrir</a>	Individual	-----	Ilha do Pico	Madalena	São Caetano	Rua de São Caetano	média	frequente	isolada
10	I4	Ermida de Santo António do Monte	<a href="#">Abrir</a>	Individual	-----	Ilha do Pico	Madalena	Candelária	Estrada Regional, Monte	limitada	frequente	isolada
11	I5	Santuário do Bom Jesus Milagroso de São Mateus	<a href="#">Abrir</a>	Individual	-----	Ilha do Pico	Madalena	S. Mateus	Largo da Igreja	média	frequente	isolada
12	I6	Igreja de Nossa Senhora das Candelas	<a href="#">Abrir</a>	Individual	-----	Ilha do Pico	Madalena	Candelária	Largo da Igreja	média	frequente	isolada
13	I7	Igreja Matriz de São Roque	<a href="#">Abrir</a>	Individual	-----	Ilha do Pico	São Roque	São Roque	Largo da Igreja de São	média	muito freq	isolada
14	I8	Igreja da Criação Velha (Nª Sra das Dores)	<a href="#">Abrir</a>	Individual	-----	Ilha do Pico	Madalena	Criação Velha	Rua Direita e Largo da Igreja	limitada	frequente	isolada
15	I9	São Miguel Arcanjo	<a href="#">Abrir</a>	Individual	-----	Ilha do Pico	0	0	0	limitada	frequente	isolada
16	I10	Igreja de S. João Batista	<a href="#">Abrir</a>	Individual	-----	Ilha do Pico	Lajes	S. João	Rua da Igreja	média	frequente	isolada
17	I11	Igreja de S. Bartolomeu	<a href="#">Abrir</a>	Individual	-----	Ilha do Pico	Lajes	Silveira	Estrada Regional	média	frequente	isolada
18	I12	Igreja de Nossa Senhora da Graça	<a href="#">Abrir</a>	Individual	-----	Ilha do	Horta	Praia do Almoxarife	Rua da Igreja	média	muito freq	isolada
19	I13	Igreja das Angústias	<a href="#">Abrir</a>	Individual	-----	Ilha do	Horta	Angústias	Rua Vasco da Gama	média	muito freq	isolada
20	I14	Igreja de Castelo Branco	<a href="#">Abrir</a>	Individual	-----	Ilha do	Horta	Castelo Branco	0	média	frequente	isolada
21	I15	Igreja da Conceição	<a href="#">Abrir</a>	Individual	-----	Ilha do	Horta	Conceição	Largo Padre Silvestre	média	frequente	isolada
22	I16	Igreja da Feteira	<a href="#">Abrir</a>	Individual	-----	Ilha do	Horta	Feteira	Rua da Igreja	média	frequente	isolada
23												

Figura 34. Base de dados relacional

Esta base de dados permite o acesso a todas as fichas de levantamento (através do *hiperlink* “Abrir”), para uma consulta mais pormenorizada (registo fotográfico, desenhos, relatórios de inspecção, observações feitas pelo técnico responsável, etc.) sobre a igreja em análise. Apresenta ainda sugestões de intervenção e reforço para os macro-elementos danificados. Na Tabela 5 é apresentada a parte da base de dados correspondente à classificação de cada mecanismo de dano para as dezasseis igrejas estudadas.

Tabela 5. Identificação e classificação de cada mecanismo de dano

IDENTIFICAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS MECANISMOS DE DANO																														
Igrejas	Mec. 1	Mec. 2	Mec. 3	Mec. 4	Mec. 5	Mec. 6	Mec. 7	Mec. 8	Mec. 9	Mec. 10	Mec. 11	Mec. 12	Mec. 13	Mec. 14	Mec. 15	Mec. 16	Mec. 17	Mec. 18	Mec. 19	Mec. 20	Mec. 21	Mec. 22	Mec. 23	Mec. 24	Mec. 25	Mec. 26	Mec. 27	Mec. 28	Mec. 29	
I_1			1				4	3	2																	3	3	3		4
I_2	1	4	1				1		1				2					2	1									3	4	4
I_3			3																3		2	2				3	3			
I_4		5																										2		3
I_5	2		2				1		2										3			3	2		3					3
I_6	3		2																3											
I_7		1	1				3	3	3																			1	1	3
I_8		2	3																									4	3	
I_9	4							4					3													4		3		2
I_10		3	3		2		2	2											4									4	4	4
I_11	2	3	4																2											
I_12		3	2				3											3			3			3		5		4	3	
I_13		3	2										2				4					2	3		4		2	2	4	
I_14		4	3			2	3						2				3		4				2		3	4	2	4	3	
I_15		4	4			4											2		2				2					2		4
I_16	3	4	3		4		4	5																				3	4	

Na Figura 35 é apresentado o gráfico que contabiliza os mecanismos que mais vezes foram observados nos dezasseis casos de estudo.

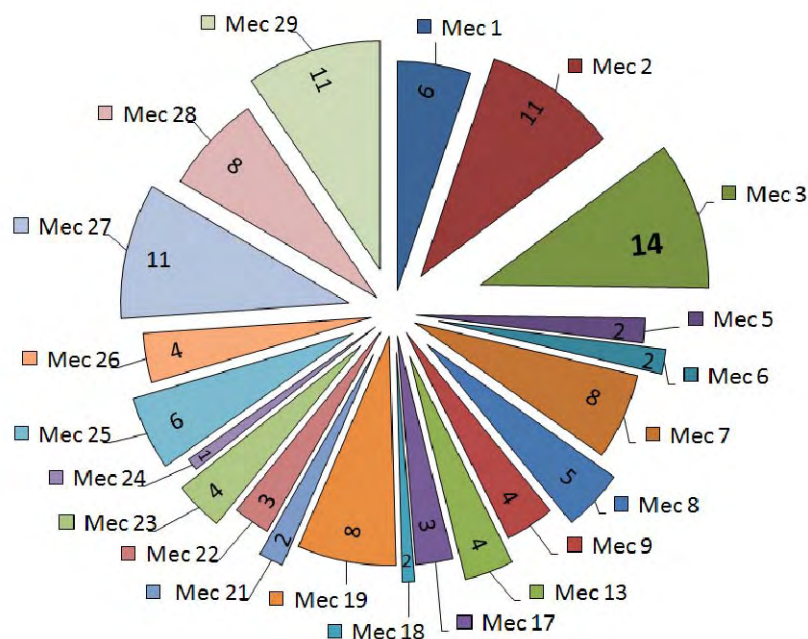


Figura 35. Estatística dos danos observados nas 16 igrejas dos Açores após a ocorrência do sismo de 9 de Junho de 1998

Da análise do gráfico da Figura 35, conclui-se que a fissuração por acção de corte na fachada (mecanismo 3), a rotação do topo da fachada para fora do plano (mecanismo 2), os danos no coro alto (mecanismo 29) e a fissuração nas torres sineiras (mecanismo 27), foram identificados num grande número dos casos de estudo. A análise deste gráfico permite indirectamente ter uma percepção das principais fragilidades destas construções.

## 2.6 Resultados da avaliação das igrejas estudadas

O cálculo dos índices que caracterizam o grau de dano, de vulnerabilidade e de segurança global da estrutura relativamente à aceleração de referência, foram calculados de acordo com o descrito no ponto 2.4.3 da presente dissertação para as dezasseis igrejas estudadas (ver Figura 36). Na Figura 37 é apresentado o gráfico com os valores dos três índices avaliados.



Figura 36. Identificação das igrejas estudadas e respectivas localizações

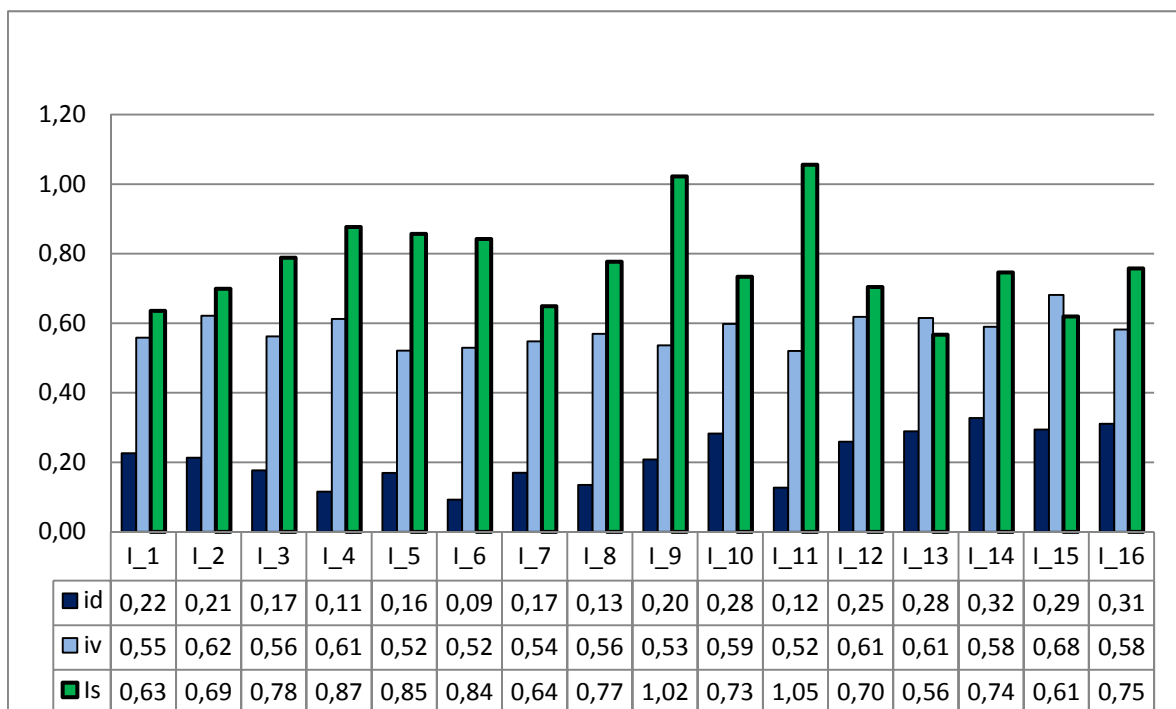


Figura 37. Valores de  $i_d$ ,  $i_v$  e  $I_s$  obtidos para as 16 igrejas estudadas

Relativamente ao índice de dano ( $i_d$ ) podemos observar que, na maior parte das igrejas, este valor é baixo, sendo apenas igual ou superior a 0,3 em dois dos casos de estudo (ver Figura 38). Como foi referido anteriormente, de acordo com o documento original considera-se que igrejas com este valor de índice de dano não reúnem as condições necessárias à sua utilização.

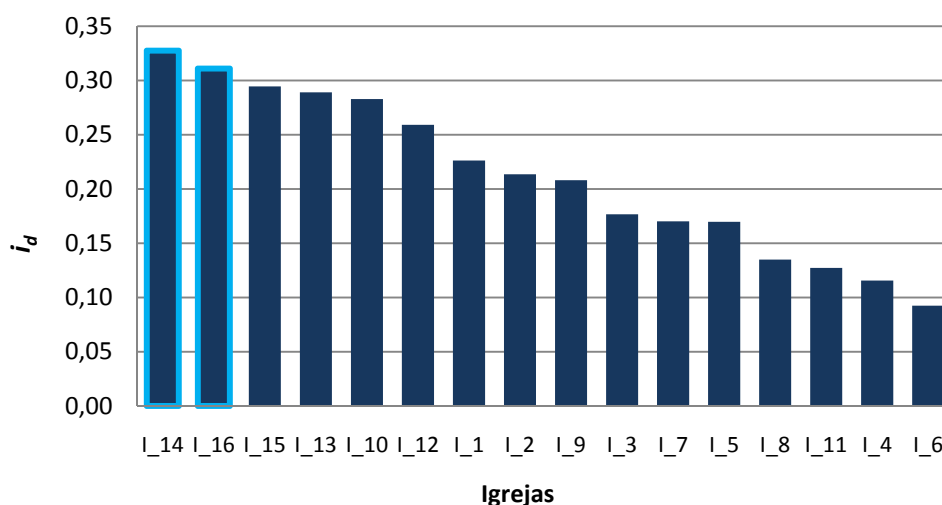


Figura 38. Índice de dano para as igrejas em estudo

A Tabela 6 compara os resultados obtidos para a viabilidade da normal utilização das igrejas neste estudo com os resultados apresentados por Guerreiro *et al.* [1999]. É importante recordar que ambas as avaliações têm como base a metodologia italiana, no entanto, em 1999 foi utilizada a metodologia anterior baseada em vinte mecanismos de dano [Guerreiro *et al.*, 2000] e neste trabalho a avaliação é feita com base em vinte e nove mecanismos.

Tabela 6. Comparação da viabilidade de utilização imediata das igrejas obtida neste trabalho e por Guerreiro *et al.* (1999)

Igreja	Presente trabalho	Guerreiro <i>et al.</i> (1999)
I_1 - Igreja de Sta. Maria Madalena	igreja possível de utilizar	utilização impossível
I_2 - Igreja de N. S. da Boa Nova em Bandeiras	igreja possível de utilizar	utilização impossível
I_3 - Igreja de São Caetano	igreja possível de utilizar	igreja possível de utilizar
I_4 - Ermida de Santo António do Monte	igreja possível de utilizar	igreja possível de utilizar
I_5 - Santuário do Bom Jesus Milagroso de São Mateus	igreja possível de utilizar	igreja possível de utilizar
I_6 - Igreja de Nossa Senhora das Candeias	igreja possível de utilizar	igreja possível de utilizar
I_7 - Igreja Matriz de São Roque	igreja possível de utilizar	igreja possível de utilizar
I_8 - Igreja da Criação Velha (N. Sra. das Dores)	igreja possível de utilizar	igreja possível de utilizar
I_9 - Igreja de São Miguel Arcanjo	igreja possível de utilizar	-----Não avaliado-----
I_10 - Igreja de S. João Batista	igreja possível de utilizar	igreja possível de utilizar
I_11 - Igreja de S. Bartolomeu	igreja possível de utilizar	-----Não avaliado-----
I_12 - Igreja de Nossa Senhora da Graça	igreja possível de utilizar	igreja possível de utilizar
I_13 - Igreja das Angústias	igreja possível de utilizar	igreja possível de utilizar
I_14 - Igreja de Castelo Branco	utilização impossível	igreja possível de utilizar
I_15 - Igreja da Conceição	igreja possível de utilizar	igreja possível de utilizar
I_16 - Igreja da Feteira	utilização impossível	utilização impossível

O comportamento sísmico de todo o edifício é representado com base estatística pelo índice de vulnerabilidade ( $i_v$ ) (variável entre 0 e 1), sendo este uma média ponderada do comportamento das diferentes partes da igreja [Linee Guida, 2006]. Pela análise do gráfico da Figura 39 observa-se que todas as igrejas apresentam um índice de vulnerabilidade ( $i_v$ ) elevado compreendido entre 0,5 e 0,7.

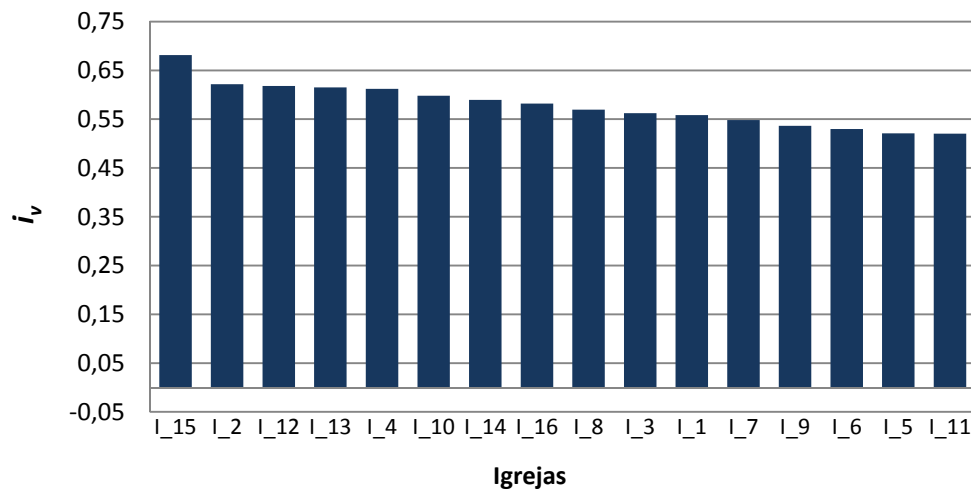


Figura 39. Índice de vulnerabilidade para as igrejas em estudo

No sentido de avaliar a fiabilidade dos resultados obtidos, é apresentado no gráfico da Figura 40 os valores do índice de vulnerabilidade ( $i_v$ ) em função do índice de dano ( $i_d$ ) para as dezasseis igrejas estudadas.

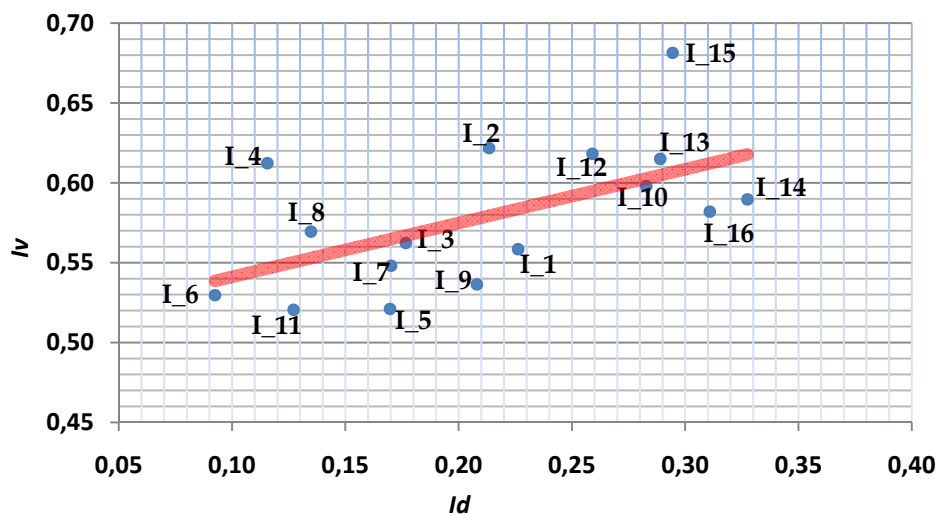


Figura 40. Índice de vulnerabilidade ( $i_v$ ) em função do índice de dano ( $i_d$ )



Observa-se, como espectável, que em geral o índice de dano ( $i_d$ ) é tanto maior quanto maior o índice de vulnerabilidade ( $i_v$ ). A dispersão de valores em algumas igrejas pode dever-se a:

- i) O facto das igrejas em questão se encontrarem afastadas do epicentro do sismo, pois apesar de apresentar uma elevada vulnerabilidade, a atenuação da intensidade sísmica em função da distância, pode levar ao aparecimento de menos danos;
- ii) As características do terreno de fundação pode ser também um factor condicionante, pois caso o factor amplificativo do solo nos locais onde se encontram for mais baixo do que as restantes, estas igrejas terão menos danos apesar da elevada vulnerabilidade;
- iii) Ao insuficiente registo fotográfico dos danos para uma correcta determinação do índice de dano ( $i_d$ ), assim como a falta de dados geométricos pormenorizados para uma detalhada avaliação da vulnerabilidade sísmica do edifício ( $i_v$ ).

A dispersão dos resultados obtidos para as igrejas I\_4 e I\_15, é discutida no ponto 2.7 dedicado aos comentários finais.

Quanto ao índice de segurança ( $I_s$ ), nota-se que a maior parte dos casos de estudo apresentava valores inferiores à unidade (ver Figura 41) o que significa que as igrejas em questão não estariam em condições de suportar um sismo com a aceleração de referência ( $a_{gR}$ ) considerada ( $2,5 \text{ m/s}^2$ ) [NA, 2008].

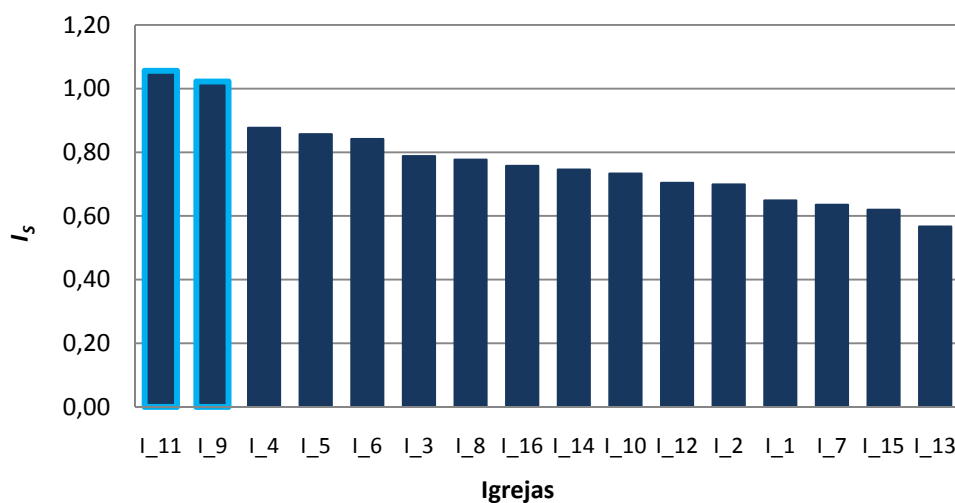


Figura 41. Índice de segurança para as igrejas em estudo

De salientar que os resultados obtidos para o índice de segurança ( $I_s$ ) dizem respeito à aceleração de referência ( $a_{gR}$ ) igual a  $2,5 \text{ m/s}^2$ . O facto de apenas duas das dezasseis igrejas apresentarem índices de segurança superiores à unidade, deve-se não só ao elevado valor da aceleração de referência admitida ( $a_{gR}$ ), mas também aos valores admitidos para o factor amplificativo do solo ( $S$ ) e factor de importância ( $\gamma_I$ ).

Segundo Martins e Mendes [2001], pode-se utilizar uma relação smi-empirica apresentada por Båth (1958), semelhante a outra de Gutenberg e Richter (1956) que relaciona os valores da Magnitude, Intensidade, Aceleração e Energia, para obter a aceleração equivalente à intensidade sísmica na escala de Mercalli Modificada (ver Tabela 7) sentida nas diferentes localidades afectadas pelo sismo de 1998 nos Açores. Nesta tabela MM é a abreviatura da escala de Mercalli Modificada.

Tabela 7. Relação entre Magnitude e Aceleração [Martins e Mendes, 2001]

$I_0$ (MM)	$a_g$ ( $\text{m/s}^2$ )
3	0,03
4,5	0,1
6	0,3
7,5	1,0
9	3,0
10,5	10,0
12	30,0

De acordo com as isossistas de intensidade do sismo de 9 de Julho de 1998 propostas por Oliveira [1998] e efectuando a devida interpolação com a tabela anterior, são apresentados na Tabela 8 os valores aproximados da aceleração ( $a_g$ ) na base das igrejas em estudo.

Tabela 8. Relação entre Magnitude (MM) e Aceleração ( $a_g$ ) para as igrejas estudadas

	I_1	I_2	I_3	I_4	I_5	I_6	I_7	I_8	I_9	I_10	I_11	I_12	I_13	I_14	I_15	I_16
MM	VI	VII	V	VI	VI	VI	V	VI	V	V	V	VII	VI	VII	VI	VI
$a_g \text{ m/s}^2$	0,3	0,66	0,14	0,3	0,3	0,3	0,66	0,3	0,14	0,14	0,14	0,66	0,3	0,66	0,3	0,3

Como podemos observar, em todos os casos a aceleração que realmente foi verificada na base das igrejas, é muito menor do que a aceleração de referência ( $a_{gR}$ ) adoptada para a verificação da segurança. Ao substituir a aceleração determinada anteriormente ( $a_g$ ) pela aceleração de referência ( $a_{gR}$ ) na expressão do índice de segurança ( $I_s$ ), obtemos valores deste parâmetro superiores a 1 em todos os casos de estudo. Contudo, este índice destina-se

à avaliação da vulnerabilidade das construções, devendo o seu cálculo ser efectuado para a aceleração de referência ( $a_{gR}$ ).

## 2.7 Comentários finais

Do trabalho realizado neste capítulo, conclui-se que o desenvolvimento de estratégias de inspecção e registo de toda a informação, constitui uma ferramenta imprescindível para compreensão do estado das igrejas após a ocorrência de um sismo, a sua possibilidade de utilização assim como uma percepção das prioridades de intervenção e apoiar consequentes estimativas de custos. Para além disso, permite identificar as fragilidades associadas a cada macro-elemento, apoiando as estratégias de intervenções que melhorem o comportamento da estrutura das igrejas com vista à mitigação do seu risco sísmico. De seguida resumem-se as principais conclusões deste capítulo:

- A elaboração de uma base de dados que organiza toda a informação relativa às fichas de inspecção, permite uma análise comparativa dos danos ocorridos nas várias igrejas. A percepção dos danos que mais vezes se repetem nas igrejas desta região traduz as principais fragilidades destas construções. Esta informação permite concluir que intervenções a realizar nestes macro-elementos deverão ser alvo de especial atenção, devendo não só avaliar a vulnerabilidade dos macro-elementos destas igrejas, como também o bom comportamento dos mesmos nas igrejas onde não ocorreram estes mecanismos.
- Sabendo que igrejas com índice de dano ( $i_d$ ) inferior a 0,3 não apresentam grau de dano relevante sendo possível a sua utilização imediata [*Linee Guida*, 2006], conclui-se que apenas duas das dezasseis igrejas estudadas não reuniam as condições de segurança necessárias à sua utilização após o sismo. Feita a comparação dos resultados obtidos para este índice neste estudo com os resultados apresentados por Guerreiro *et al.* [1999] utilizando a metodologia anterior, observa-se que não coincidem em apenas três casos. Como foi referido anteriormente, a avaliação feita em 1999 por Guerreiro *et al.* [1999], teve como base a metodologia anterior que avalia apenas vinte mecanismos de dano classificando-os de 0-3. Neste trabalho é utilizada uma metodologia que, para além dos vinte e oito mecanismos apresentados no documento *Linee Guida* [2006] é acrescentado

o mecanismo correspondente ao coro alto. A classificação dos mecanismos de dano é também distinta, sendo actualmente feita de acordo a Escala Macrossísmica Europeia (EMS 98) [Grünthal, 1998] que define cinco níveis de dano (0-5). A existência de mais mecanismos na actual metodologia, resulta numa tendência de atenuação do índice de dano, no entanto, a alteração da escala de classificação dos danos e a definição dos  $\rho_k$ 's correspondentes a cada um dos 29 mecanismos, conduz a resultados próximos, apesar da formulação do índice de dano ( $i_d$ ) ser ligeiramente distinta.

Contudo, é importante referir que a avaliação efectuada em 1999, poderá ser mais rigorosa no sentido em que foi realizada no terreno, sendo por este motivo mais perceptível a relevância dos danos e do perigo que constituem para os utilizadores. Apesar das diferenças tanto das metodologias utilizadas como dos meios disponíveis para a avaliação e classificação dos danos observados, os resultados são semelhantes em aproximadamente 79% dos 14 casos comparáveis.

- Em relação à credibilidade dos resultados obtidos para o índices de dano e de vulnerabilidade sísmica observou-se, pela análise do grafico da Figura 40, que em geral o índice de dano é tanto maior quanto maior o índice de vulnerabilidade. Para explicar a dispersão das igrejas I\_4 e I\_15, foram apresentadas anteriormente três hipóteses: i) distância ao epicentro; ii) características do terreno de fundação; iii) insuficiente registo fotográfico para determinação do índice de dano e ausência de dados geométricos para mais rigorosa classificação do índice de vulnerabilidade sísmica.

Relativamente à distância ao epicentro das igrejas em questão (ver Figura 36), conclui-se que não é o factor responsável pelos resultados obtidos, pois as duas igrejas encontram-se relativamente perto do local do epicentro, não sendo a atenuação da intensidade a causa do seu baixo índice de dano.

Apesar das características do terreno de fundação poder ser uma justificação para o reduzido índice de dano destes dois casos, a causa mais provável parece ser a incerteza na classificação dos danos e da vulnerabilidade sísmica associada aos macro-elementos, consequente da falta de alguns elementos que permitam a avaliação destes índices.

- Os resultados obtidos no ponto 2.6 da presente dissertação para o índice de segurança ( $I_s$ ) demonstram uma elevada vulnerabilidade de todas as igrejas em relação à aceleração de referência ( $a_{gR}$ ) correspondente à zona 2.1 de acordo com a NA [2008]. Foram obtidos, em quase todos os casos, valores de índice de segurança ( $I_s$ ) inferiores a 1, traduzindo a inaptidão destas igrejas para resistirem a uma aceleração de referência

de  $2,5 \text{ m/s}^2$ . O cálculo da segurança efectuado considerando a aceleração real que atingiu a base de cada igreja, comprova a credibilidade dos resultados, traduzindo que as igrejas suportariam a aceleração a que foram sujeitas no sismo de 1998 sem colapsar. Deste modo, e tendo em conta o grau de dano observado após a ocorrência deste sismo, é compreensível que no caso da ocorrência de um evento sísmico com aceleração de referência ( $a_{gR}$ ) igual a  $2,5 \text{ m/s}^2$ , a maior parte das igrejas estudadas colapsasse.

O facto de varios parâmetros terem sido admitidos, por falta de melhor informação, é necessário uma rigorosa análise dos valores obtidos:

i) Em primeiro lugar, existe uma elevada subjectividade relacionada com o cálculo do índice de vulnerabilidade ( $i_v$ ) e consequente o cálculo da aceleração do solo em relação ao estado limite último ( $a_{ELU}$ ). A falta de elementos para correcta classificação dos mecanismos e respectivos  $V_k$ 's necessários ao cálculo do índice de vulnerabilidade ( $i_v$ ), é um dos principais factores que influenciam os resultados. Foram considerados igual a "0" alguns  $v_{ki}$  e  $v_{kp}$ , sempre que não existisse certeza da classificação a atribuir, como por exemplo, nos indicadores relacionados com a boa qualidade da alvenaria ou na eficaz presença e estado de conservação dos diferentes reforços sísmicos existentes, imperceptíveis apenas por análise fotográfica. Com esta consideração é fácil entender que, se o índice de vulnerabilidade depende da diferença  $v_{ki} - v_{kp}$  por um lado, ao considerarmos " $v_{ki} = 0$ " estamos a diminuir a vulnerabilidade e, por outro lado, no caso de assumir um " $v_{kp} = 0$ " contribuímos para um aumento do índice de vulnerabilidade da igreja em questão, tentando deste modo atenuar, mas não eliminando, a incerteza dos resultados.

ii) Devido a falta de elementos relativos às classes dos solos em questão, foi considerado o factor amplificativo do solo ( $S$ ) menos desfavorável ( $S = 1$  correspondente a um terreno do tipo A) para o cálculo do índice de segurança ( $I_s$ ). Esta opção foi adoptada também com o objectivo de tentar compensar a falta de rigor dos anteriores factores que influenciam o cálculo do  $I_s$ . Considerando então que todas as igrejas se encontram situadas em solos do tipo A (solo de melhor qualidade), contribuindo assim para um aumento do índice de segurança ( $I_s$ ) da igreja.

iii) Finalmente, a determinação do factor de importância ( $\gamma_1$ ) para a verificação do estado limite último pela Tabela 2 [Linee Guida, 2006] da presente dissertação, é também caracterizada por uma elevada subjectividade, pois a falta de informação relativa à importância do edifício e à sua utilização, levaram a que os valores

adoptados correspondam a uma categoria de importância média e, em quase todos os casos, uma categoria de uso frequente, correspondendo a um factor de importância ( $\gamma_1$ ) igual a 0,8. Foi admitindo que as igrejas situadas no centro de cada um dos concelhos têm mais densidade populacional e, conseqüentemente, uma categoria de uso muito frequente ( $\gamma_1 = 1$ ), enquanto Ermidas ou igrejas localizadas na periferia dos principais concelhos, apresentam uma utilização limitada ( $\gamma_1 = 0,65$ ).

### 3- MODELO MECÂNICO APLICADO A CAMPANÁRIOS

#### 3.1 Introdução

De acordo com o documento *Linee Guida* [2006], o comportamento sísmico de macro-elementos como torres, campanários e outras estruturas altas e esbeltas, depende de alguns factores específicos tais como: a esbelteza da estrutura, o grau de amortecimento das paredes, a eventual presença de estruturas adjacentes mais baixas ou a presença de elementos arquitectónicos esbeltos no topo (pináculos, campanário, etc.). Por outro lado, a vulnerabilidade destes elementos pode ser influenciada pela presença de danos de outra natureza, como por exemplo, pela vibração induzida pelo sino ou por problemas das fundações.

É bastante frequente o caso em que as torres sineiras se encontram em contacto com a estrutura principal da igreja, podendo criar limitações horizontais que alteram a resposta do macro-elemento à acção sísmica. A Tabela 9, retirada da base de dados, indica a posição das torres sineiras em relação ao resto da estrutura para as dezasseis igrejas estudadas.

Tabela 9. Disposição das torres sineiras em relação ao corpo principal da igreja

Igreja	I_1	I_2	I_3*	I_4	I_5	I_6	I_7	I_8	I_9	I_10	I_11	I_12	I_13	I_14	I_15	I_16
<b>Agrupada</b>		X		X		X	X	X	X	X		X	X	X	X	
<b>Incorporada</b>	X				X						X					X
<b>Isolada</b>																

Em todos os casos de estudo, e na maior parte das igrejas açorianas, encontramos apenas torres sineiras agrupadas ou incorporadas na própria estrutura da igreja. A igreja de S. Caetano (I\_3) na ilha do Pico é a única que não possui torre sineira, encontrando-se o sino inserido no frontão da fachada.

Tal como é referido no documento italiano *Linee Guida* [2006], a presença deste tipo de interacção horizontal a diferentes alturas, pode mudar profundamente o comportamento e a resposta da estrutura à acção sísmica. Por um lado, limitando a esbelteza efectiva do elemento e por outro constituindo uma rigidez localizada ao ponto de potencialmente originar a concentração de esforços, sendo por isso causa de danos significativos como podemos observar na Figura 42.

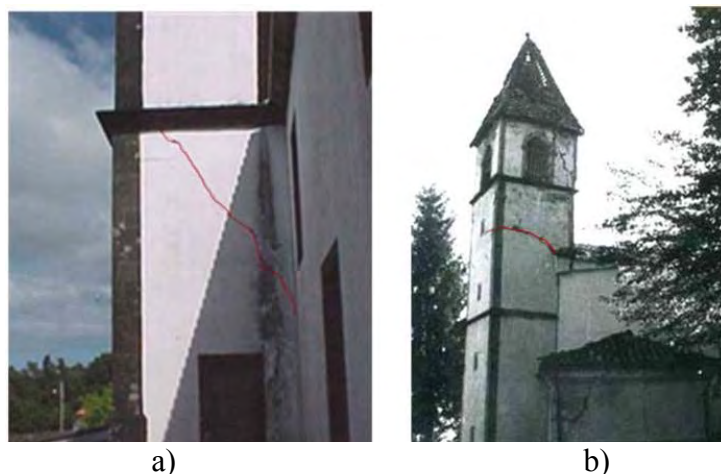


Figura 42. Dano resultante da interacção entre torre e corpo principal da igreja: a) Igreja de N. S. da Boa Nova em Bandeiras – Ilha do Pico [Costa e Vasconcelos, 1999], b) Igreja de S. Maria em Raveo [Doglioni *et al.*, 1994]

Estas ligações são frequentemente distintas segundo as duas direcções principais do plano horizontal. Nestes casos, a verificação deve ser efectuada a partir da cota à qual a torre funciona isoladamente do resto da estrutura da igreja, tendo o cuidado de considerar o efeito destas ligações sob a forma de mecanismo de colapso e a amplificação da acção sísmica aquela cota da estrutura. Estas situações são normalmente caracterizadas de vulnerabilidade elevada.

Nas torres sineiras, o campanário pode ser um elemento particularmente vulnerável à rotura ao corte por escorregamento, devido à existência de grandes aberturas (Figura 43), normalmente constituídas por colunas bastante esbeltas e pouco carregadas.

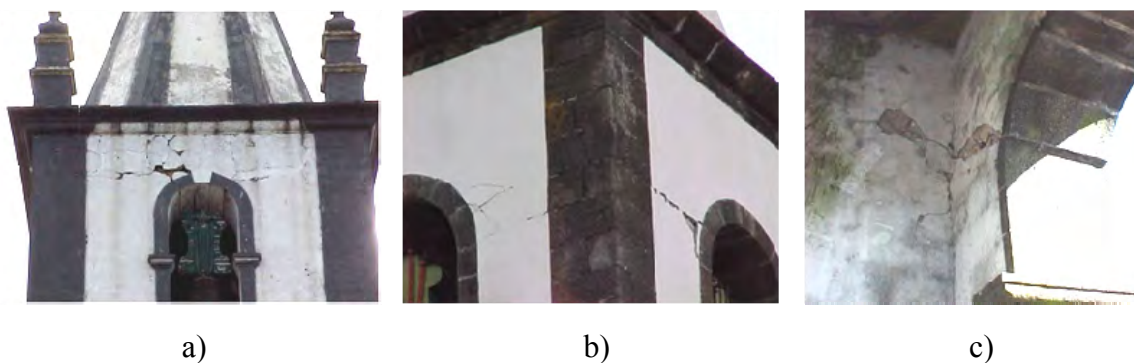


Figura 43. Danos nos campanários após o sismo de 1998 nos Açores [Costa e Vasconcelos, 1999]: a) Igreja da Feteira; b) Igreja de Bandeiras (vista exterior); c) Igreja de Bandeiras (vista interior)



De acordo com o documento *Linee Guida* [2006] podemos, por simplificação, considerar este tipo de estrutura como sendo mono-dimensional com o comportamento de uma consola (ver Figura 44), uma vez que se tratam de estruturas de elevada esbelteza. Para este tipo de estrutura o uso de modelos lineares pode fornecer indicações úteis devido ao facto da redistribuição de forças em estruturas aproximadamente isostáticas ser sempre pequena. A relativa clareza do esquema estrutural e do comportamento desta tipologia de estruturas permite a criação de modelos simples capazes de estimar o aparecimento de mecanismos de dano e colapso.

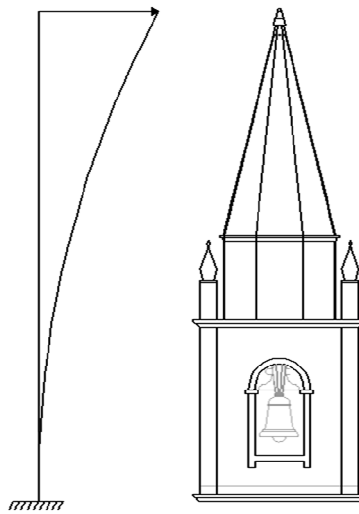


Figura 44. Representação esquemática do modelo estrutural para a zona livre da torre

### 3.2 Descrição do método

Segundo o documento *Linee Guida* [2006], os mecanismos de dano e colapso desta tipologia de estruturas dependem de parâmetros como a geometria e características construtivas. O desenvolvimento de modelos simplificados capazes de analisar os mecanismos nestes elementos para uma generalidade de situações reais não é possível, daí ser necessária uma verificação específica, embora aproximada.

Para uma avaliação quantitativa com modelos mecânicos simplificados, é no entanto possível fazer referência ao colapso por flexão, ou considerando as torres como uma consola, solicitada por um sistema de forças horizontais combinadas com o peso próprio

que pode causar, numa secção genérica, o esmagamento em zona de compressão, após fendilhação provocado pela não resistência à tracção da alvenaria.

A verificação da flexão composta de uma estrutura esbelta em alvenaria de pedra é efectuada relacionando o momento actuante de cálculo com o momento último resistente calculado, assumindo que a alvenaria não tem resistência à tracção e que é necessário considerar uma distribuição não-linear da compressão.

Esta verificação deverá ser efectuada para as duas direcções principais de inércia das secções a diferentes níveis, uma vez que não é possível identificar, à partida, uma secção crítica devido a variações de espessura da alvenaria ou fragilidades provocadas pela geometria das aberturas existentes. Por este motivo, é necessário considerar  $n$  sectores com características geométricas uniformes (secções-tipo), devendo a verificação nestas secções ser feita para as duas direcções principais uma vez que na direcção com maior rigidez o período de vibração principal será inferior, podendo gerar uma resposta sísmica mais elevada.

No caso de uma estrutura de secção rectangular, em que o esforço axial não seja superior a  $0.85 \times f_d \times a \times s$ , o momento último resistente na base da  $i$ -ésima secção pode ser calculada pela expressão (5) [Linee Guida, 2006]:

$$M_{res,i} = \frac{\sigma_{0i} \cdot A_i}{2} \times \left( b_i - \frac{\sigma_{0i} \times A_i}{0.85 \times a_i \times f'_d} \right) \quad [KN \cdot m] \quad (5)$$

onde:  $M_{res,i}$  é o momento correspondente ao colapso por flexão da secção  $i$ -ésima de análise;  $a_i$  é o lado perpendicular à direcção da acção sísmica considerada da secção  $i$ -ésima de análise;  $b_i$  é o lado paralelo à direcção da acção sísmica considerada da secção  $i$ -ésima de análise;  $A_i$  a área total da secção em análise (no caso de ser uma secção oca de secção constante será igual a  $2S_i \times (a_i + b_i - 2S_i) - B_i$ , com  $S_i$  a espessura da alvenaria da secção e  $B_i$  a área da zona oca presente (ver Figura 45);  $\sigma_{0i}$  corresponde à tensão normal média na secção de análise ( $W/A_i$ , onde  $W$  corresponde ao peso da estrutura acima da secção em análise);  $f'_d$  é a resistência de cálculo à compressão da alvenaria, tendo em conta o factor de redução ( $f'_d = f_d/F_c$ ) que representa a incerteza relativamente aos dados geométricos, propriedades dos materiais e do terreno de fundação, calculada por:

$$F_c = 1 + \sum_{K=1}^4 F_{Ck} \quad (6)$$

Segundo o documento *Linee Guida* [2006], os valores de  $F_{Ck}$  são dados pela Tabela 10:

Tabela 10. Valores de  $F_c$  (*Fattore di confidenza*) [Linee Guida 2006]

Geometria	Materiais e detalhes construtivos	Propriedades mecânicas dos materiais	Terreno e fundações
Levantamento geométrico completo $F_{c1}=0.05$	Informação limitada $F_{c2}=0.10$	Propriedades mecânicas de ensaios anteriormente realizados $F_{c3}=0.12$	Limitado dados sobre fundações $F_{c4}=0.08$
Levantamento geométrico detalhado $F_{c1}=0$	Razoável nível de informação $F_{c2}=0.05$	Limitado conhecimento das propriedades $F_{c3}=0.06$	limitado dados geológicos $F_{c4}=0.04$
	Informação detalhada $F_{c2}=0$	Conhecimento detalhado das propriedades $F_{c3}=0$	Conhecimento detalhado do terreno e fundações $F_{c4}=0$

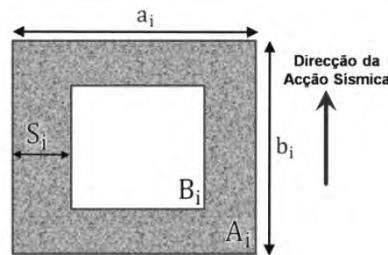


Figura 45. Esquema representativo da  $i$ -ésima secção da torre

O momento actuante calculado pode ser avaliado considerando um sistema de forças distribuídas ao longo da altura da estrutura, assumindo de uma forma linear os deslocamentos. A força a aplicar no baricentro de cada bloco que constitui a alvenaria, é dada pela seguinte expressão:

$$F_i = \frac{W_i \times z_i}{\sum_{k=1}^n W_k \times z_k} \times F_h \quad [KN] \quad (7)$$

onde:

$$F_h = 0,855 \times S_d(T_1) \times W / g ; \quad (8)$$

$z_i$  e  $z_k$  são a altura do baricentro dos sectores  $i$  e  $k$  em relação ao encastramento;  $S_d(T_1)$  é a ordenada do espectro de resposta de projecto, função do período fundamental  $T_1$  da estrutura segundo a direcção considerada;  $W = \sum W_i$ , é o peso total da estrutura;  $g$  é a aceleração da gravidade.

A resultante das forças de corte actuantes na base da secção  $i$ -ésima é dada por:

$$F_{hi} = \frac{\sum_{k=1}^n z_k \times W_k}{\sum_{k=1}^n z_k \times W_k} \times F_h \quad [KN] \quad (9)$$

A altura  $z_{Fi}$  onde a força  $F_{hi}$  é aplicada é avaliada pela expressão (10):

$$z_{Fi} = \frac{\sum_{k=i}^n z_k^2 \times W_k}{\sum_{k=i}^n z_k \times W_k} - z_i^* \quad [m] \quad (10)$$

em que:  $z_k$  é a cota do centro de massa do k-ésimo sector em relação à base, que tem peso  $W_k$ ;  $z_i^*$  é a cota da i-ésima secção a verificar em relação à base.

O momento último correspondente à aceleração de projecto é então determinado por:

$$M_{u,i} = F_{hi} \times z_{Fi} \quad [KN \cdot m] \quad (11)$$

Este momento pode ser comparado com o momento resistente da estrutura, determinado pela expressão (5), para uma primeira avaliação da resistência das secções críticas com a aceleração de projecto.

Para obter o valor crítico do espectro de resposta, não se efectua o cálculo do parâmetro  $F_h$ , obtendo da expressão (9) a seguinte expressão:

$$\frac{F_h}{F_{hi}} = \frac{\sum_{k=1}^n z_k \times W_k}{\sum_{k=i}^n z_k \times W_k} \quad (12)$$

A expressão (12) é então utilizada para determinar o valor crítico do espectro de resposta elástico é então calculado por:

$$S_{d,ELU,i} = \frac{M_{u,i} \times g}{0.85 \times W \times z_{fi}} \times \frac{F_h}{F_{hi}} \quad (13)$$

O valor da aceleração do solo que corresponde ao estado limite último (ELU) na i-ésima secção é obtido pela expressão (14) de acordo com o EC8.

$$a_{ELU,i} = \begin{cases} \frac{S_{d,ELU,i}}{S \times \eta \times 2.5} & \text{para } T_1 \leq T_c \\ \frac{S_{d,ELU,i}}{S \times \eta \times 2.5 \times \frac{T_c}{T_1}} & \text{para } T_1 > T_c \end{cases} \quad [m/s^2] \quad (14)$$

onde:  $S_{d,ELU,i}$  é o valor crítico do espectro de resposta elástico;  $S$  corresponde ao factor amplificativo do solo de fundação;  $\eta$  correcção ao factor de amortecimento, com valor de referência  $\eta=1$  para amortecimento de 5%;  $T_c$  é o período característico do espectro de

resposta definido no ponto 3.2.2.2 do EC8 (assume-se que as estruturas desta tipologia não têm nunca períodos inferiores a  $T_B$  ou superiores a  $T_D$ ).

O documento *Linee Guida* [2006] apresenta uma fórmula para o cálculo da aceleração correspondente ao estado limite último (15) de acordo com a norma italiana OPCM 3274 [2005].

$$a_{ELU,i} = \begin{cases} 0,4 \times q \times S_{d,ELU,i} & \text{para } T_1 \leq T_c \\ 0,4 \times q \times S_{d,ELU,i} \times \frac{T_1}{T_c} & \text{para } T_1 > T_c \end{cases} \quad [m/s^2] \quad (15)$$

onde:  $q$  é o factor estrutural que, a menos que exista uma avaliação mais precisa, pode ser assumido análogo ao que se faz para edifícios, igual a 3 quando estamos perante uma estrutura regular, ou reduzido a 2.25, na presença de bruscas alterações de rigidez ao longo da altura ou de estruturas adjacentes em contacto;  $T_1$  é o período fundamental de vibração da estrutura, que pode ser avaliado através de: a) a análise modal de um modelo em consola equivalente; b) algoritmos iterativos que consideram a variação da massa e da rigidez ao longo da altura (adoptando os valores do módulo de elasticidade fissurado para os materiais); c) formulas simplificadas quando suficientemente credíveis, por exemplo a formula (16) apresentada pela norma italiana OPCM 3274 [2005]:

$$T = C_1 \times H^{(3/4)} \quad [s] \quad (16)$$

onde:  $H$  corresponde à altura do edifício em metros e  $C_1$  vale 0,085 para estruturas metálicas, 0,075 para estruturas em betão armado e 0,05 para qualquer outro tipo de estrutura.

No caso de estruturas cujo desenvolvimento é essencialmente na vertical, o primeiro período de vibração em fase elástica pode ser obtido por medições dinâmicas com ruído ambiental (ou forçado, por exemplo induzido pelos sinos); para a avaliação do comportamento em estado limite último deve ser utilizado o período em fase fissurada, que pode ser obtido multiplicando o valor do período identificado nas medidas dinâmicas por um coeficiente entre 1.4 e 1.75 [*Linee Guida*, 2006].

As expressões apresentadas pelo EC8 [CEN, 2004] e pela OPCM 3274 [2005] são idênticas se considerarmos o factor estrutural ( $q$ ) na expressão (14) e o factor amplificativo do solo ( $S$ ) na expressão (15). A expressão adoptada (17) permite assim a determinação da

aceleração do solo correspondente ao estado limite último (*ELU*) tendo em consideração o comportamento elasto-plástico da estrutura.

$$a_{ELU,i} = \begin{cases} 0,4 \times q \times S_{d,ELU,i} \times \frac{1}{S} & \text{para } T_1 \leq T_c \\ 0,4 \times q \times S_{d,ELU,i} \times \frac{T_1}{T_c} \times \frac{1}{S} & \text{para } T_1 > T_c \end{cases} \quad [m/s^2] \quad (17)$$

A aceleração em estado limite último ( $a_{ELU}$ ) para a estrutura é dado pelo mínimo ( $a_{ELU,i}$ ) calculado para as  $n$  secções.

No caso de torres sineiras em contacto com outras estruturas de altura menor, será também necessário avaliar a aceleração na secção à altura onde se separam, assumido uma forma modal oportuna, diferindo das lineares quer para a estimativa do período de vibração como para o cálculo da altura  $z_{Fi}$  onde se aplica a força  $F_{hi}$ .

### 3.3 Casos de estudos

A metodologia anteriormente apresentada foi aplicada a torres de duas das igrejas da ilha do Pico afectadas pelo sismo de 1998: 3.3.1) Igreja de Sta. Maria Madalena na Madalena (I\_1); 3.3.2) N. S. da Boa Nova em Bandeiras (I\_2), ambas na Ilha do Pico. A falta de dados geométricos e das propriedades dos materiais impossibilitou a aplicação do método a mais igrejas, limitando as conclusões dos resultados apenas a estes dois casos de estudo.

Na igreja de Bandeiras as torres são agregadas ao corpo principal da igreja, ao contrário da igreja da Madalena que possui torres incorporadas. No entanto, tal como referido anteriormente, a aplicação do modelo mecânico simplificado é idêntico em ambos os casos, pois apenas é analisada a parte da livre da torre que corresponde, quer na igreja de Bandeiras que na da Madalena, à zona do campanário.

Foi construída uma folha de cálculo em Excel, apresentada em Anexo, que permite a avaliação de torres com estas características. Devido ao facto das secções serem simétricas, a análise é efectuada apenas para uma das direcções principais do plano horizontal e, por falta de dados relativos às propriedades dos materiais que constituem a alvenaria da igreja de Bandeiras, foram assumidas as mesmas propriedades da pedra da igreja da Madalena. Tais propriedades foram admitidas de acordo com Correia Guedes (2008): “*O modelo da Igreja da Madalena foi ensaiado com valores de parâmetros físicos quantificados em investigações então em curso pelo projectista, para os quais se assumiu os seguintes*

valores: Módulo de Elasticidade  $E=0,22 \text{ GPa}$ ; densidade das alvenarias de pedra  $p=1900 \text{ kg/m}^3$ ; tensão de ruptura do material das paredes  $5 \text{ MPa}$ .”

A extracção de carotes efectuada por Costa e Vasconcelos [1999] foi realizada com recurso a uma máquina de corte rotativa com coroa diamantada, como se ilustra na Figura 46.



Figura 46. Extracção de carotes da parede da igreja da Madalena [Costa e Vasconcelos,1999]

Da observação do volume de pedras retirado e da abertura resultante da extracção, é possível ter uma ideia da disposição das pedras ao longo do interior da parede, assim como dos vazios existentes como mostra a Figura 47.



Figura 47. Observação das carotes extraídas e da abertura resultante [Costa e Vasconcelos,1999]

Por falta dados relativos às propriedades do betão da cobertura do campanário da igreja de Bandeiras, foi admitido que se trata de betão de classe C20/25.

As propriedades dos materiais assumidas para ambas as igrejas são apresentada na Tabela 11.

Tabela 11. Propriedades admitidas para os materiais das igrejas de Madalena e Bandeiras

	densidade (KN/m <sup>3</sup> )	$f'_d$ (MPa)	E (GPa)
<b>pedra</b>	18,64	3,70	0,22
<b>betão</b>	23,00	20,74	30,00

Note-se que o valor de  $f'_d$  corresponde à resistência de cálculo à compressão da alvenaria, tendo em conta o factor de redução ( $F_c$ ) que representa a incerteza relativamente aos dados geométricos, propriedades dos materiais e do terreno de fundação. Para ambos os casos de estudo foi assumido  $F_c = 1,35$  de acordo com a Tabela 10 apresentada no ponto 3.2 da presente tese.

Para a determinação do parâmetro  $F_h$  da expressão (8) foi necessário o cálculo da frequência das estruturas. Sendo  $F_h$  dependente de  $S_d(T_1)$  que é a ordenada do espectro de resposta de projecto em função do primeiro período  $T_1$ , calculado pela fórmula empírica apresentada na norma italiana OPCM3274 (expressão (16)).

A acção sísmica é caracterizada por um espectro de resposta elástico, representando a envolvente das respostas de sistemas de um grau de liberdade em função da sua frequência de vibração própria [CEN,2001]. O espectro de resposta é assim uma estimativa da resposta máxima em deslocamento de um sistema estrutural, sujeito a uma determinada aceleração e movimento do solo, como função do seu período fundamental [Campos Costa, 1993].

No ponto 3.2.2.2 de EC8 (2001), são apresentadas expressões que permitem o cálculo da ordenada do espectro de resposta de projecto em função do primeiro período ( $S_d(T_1)$ ) necessário para a determinação do parâmetro  $F_h$  da expressão (8).

Com base no EC8 foi então determinados os espectros de resposta elástico para cada tipo de solo, tendo em conta que a acção sísmica característica da região dos Açores é do tipo 2 [NA, 2008] tal como mostra a Figura 48. Na Tabela 12 são apresentados os valores dos parâmetros que definem o espectro de resposta elástico da acção sísmica que caracteriza a zona dos Açores, e na Tabela 13 a aceleração máxima de referência  $a_{g,R}$  (m/s<sup>2</sup>) nas várias zonas sísmicas de acordo com o anexo nacional NP EM (2008).



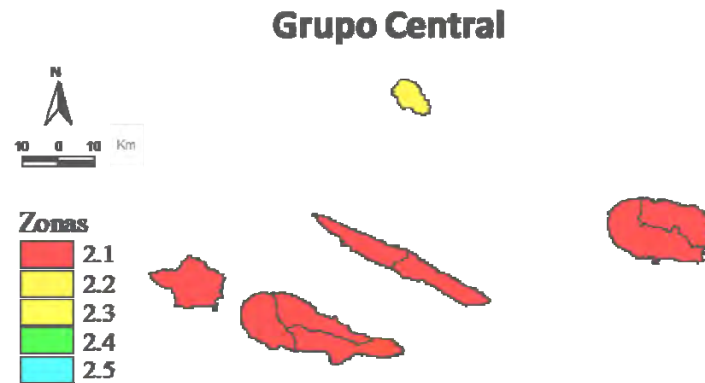


Figura 48. Zonamento sísmico no arquipélago das Açores (acção sísmica tipo 2) [NA, 2008]

Tabela 12. Valores dos parâmetros que definem o espectro de resposta elástico da Acção sísmica Tipo 2 na Zona Sísmica 1 [NA, 2008]

Tipo de Terreno	<b>S</b>	<b>T<sub>B</sub> (s)</b>	<b>T<sub>C</sub> (s)</b>	<b>T<sub>D</sub> (s)</b>
<b>A</b>	1,0	0,1	0,25	2,0
<b>B</b>	1,35	0,1	0,25	2,0
<b>C</b>	1,5	0,1	0,25	2,0
<b>D</b>	1,8	0,1	0,3	2,0
<b>E</b>	1,6	0,1	0,25	2,0

Tabela 13. Aceleração máxima de referência  $a_{g,R}$  (m/s<sup>2</sup>) nas várias zonas sísmicas [NA, 2008]

<b>Acção sísmica Tipo 2</b>	
Zona Sísmica	$a_{g,R}$ (m/s <sup>2</sup> )
<b>2.1</b>	2,5
<b>2.2</b>	2,0
<b>2.3</b>	1,7
<b>2.4</b>	1,1
<b>2.5</b>	0,8

As expressões do EC8 [CEN, 2004] que permitiram a determinação dos espectros de resposta apresentados na Figura 49 e Figura 50 são:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot k \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad (18)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot k \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad (19)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot k \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (20)$$

$$T_D \leq T \leq 4seg : S_e(T) = a_g \cdot k \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (21)$$

O parâmetro  $k$  é um factor de modificação apenas a ter em conta em regiões especiais. Neste caso foi considerado  $k=1$ .

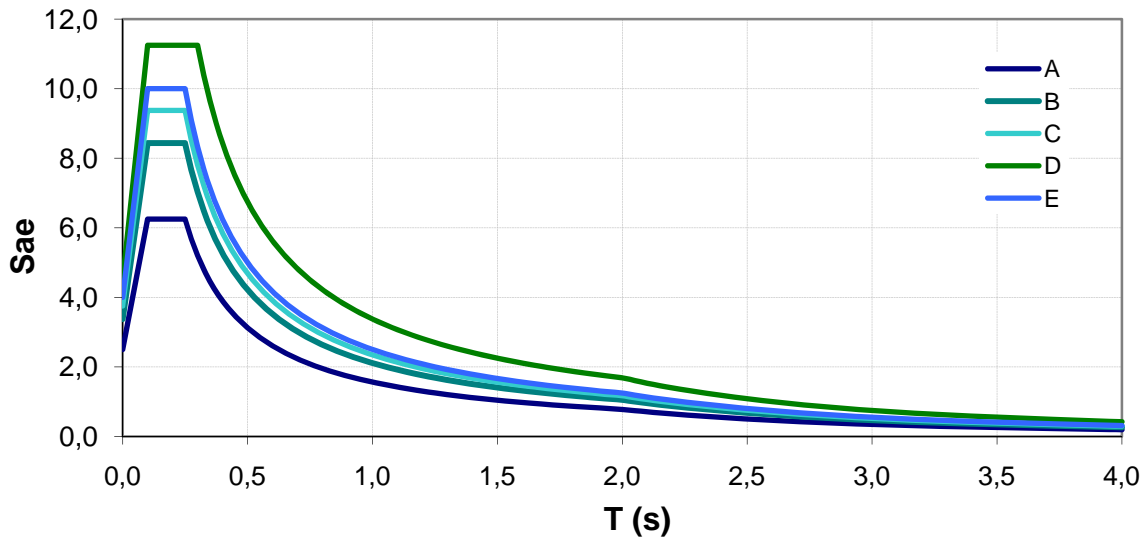


Figura 49. Espectro de resposta elástico para uma zona sísmica 2.1 -  $S_{ae}$  em função de  $T$

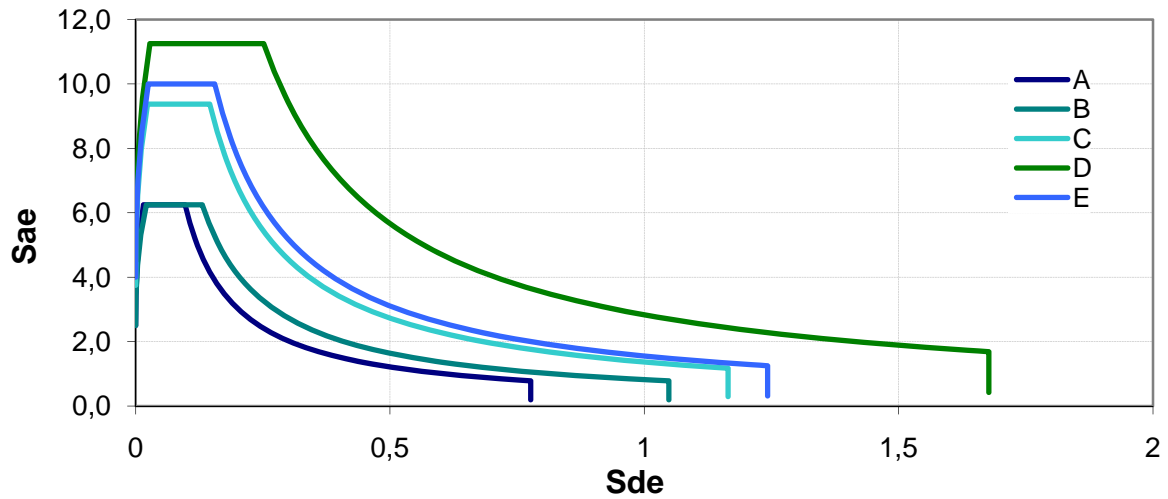


Figura 50. Espectro de resposta elástico para uma zona sísmica 2.1 -  $S_{ae}$  em função de  $S_{de}$

Por falta de dados relativos aos tipos de solos correspondentes aos casos de estudo, foi considerado que as igrejas em questão se encontram num solo C, ou seja, solo de qualidade

intermédia. No ponto 3.4 é comentada a influência que esta consideração tem nos resultados finais.

### 3.3.1 Igreja de Santa Maria Madalena na Madalena – Ilha do Pico



Figura 51. Igreja da Madalena [Costa e Vasconcelos, 1999]

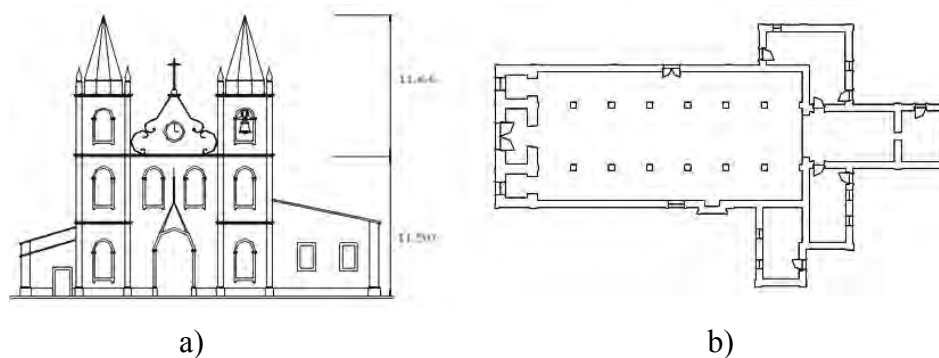


Figura 52. Igreja Sta. Maria Madalena – Ilha do Pico (desenhos de Leão, 1999): a) Alçado principal, b) Planta

Como foi referido anteriormente, na igreja da Madalena (ver Figura 52) existem duas torres incorporadas, como tal, a aplicação do modelo mecânico simplificado proposto na *Linee Guida* [2006] é feita apenas para a parte livre da estrutura que neste caso corresponde ao campanário (ver Figura 53). As propriedades dos materiais que constituem a estrutura do campanário foram anteriormente apresentadas na Tabela 11.

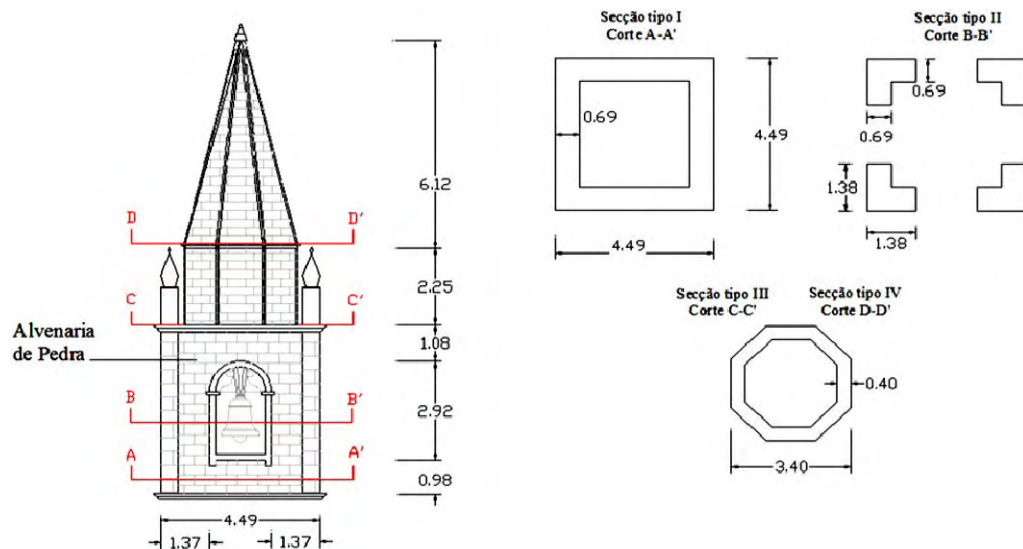


Figura 53. Pormenores do campanário da torre da Igreja de Sta. Maria Madalena e esquema das secções-tipo adoptadas (adaptado de [Leão, 1999])

Tendo em conta a divisão do elemento a analisar nas secções-tipo apresentadas na Figura 53, procedeu-se à discretização da estrutura em nove secções, tal como indica a Figura 54 a). A Figura 54 b) corresponde ao esquema adoptado para a determinação do esforço axial para cada secção.

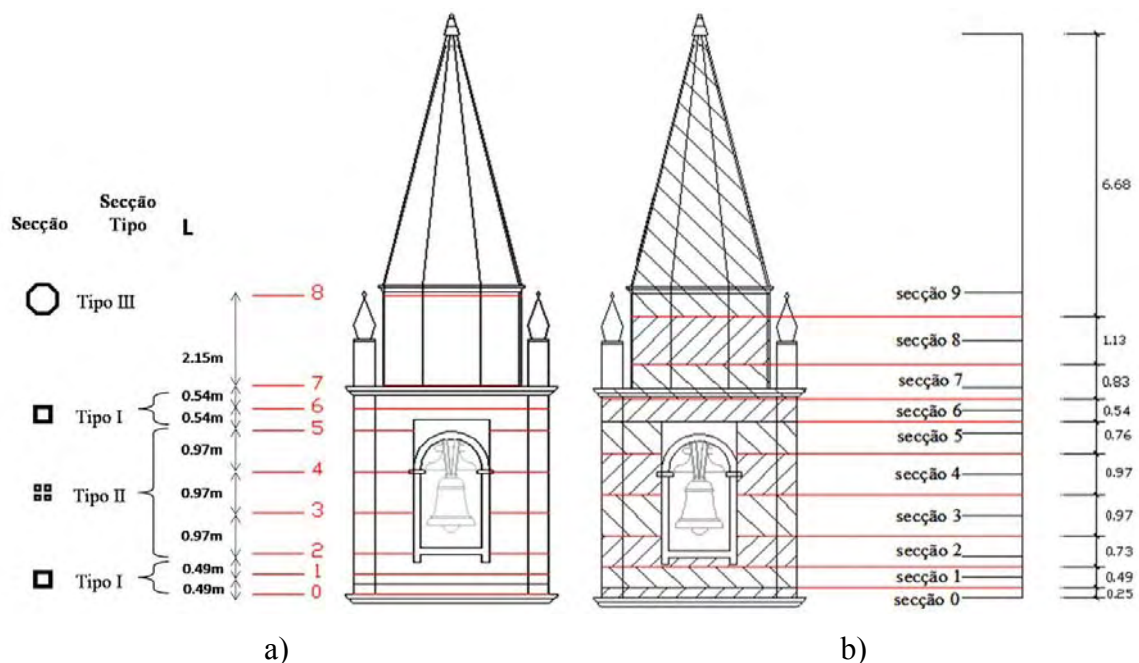


Figura 54. Campanário da torre da Igreja de Sta. Maria Madalena: a) esquema das secções adoptadas; b) “alturas de influência” correspondentes ao peso actuante em cada secção (adaptado de [Leão, 1999]).

De salientar que para este caso de estudo foi admitido uma massa concentrada no centro de gravidade da cobertura do campanário (secção 8 da Figura 54 a)).

### 3.3.1.1. Cálculo do momento resistente

O momento resistente ( $M_{res,i}$ ), foi determinado para as secções críticas “0” e “2” correspondentes à base e à zona onde existem aberturas no campanário tal como é proposto pelo documento de referência *Linee Guida* [2006].

Note-se que de acordo com o ponto 3.2, a expressão (5) apenas é válida no caso de secções rectangulares e com esforço axial ( $W$ ) não superior a  $0,85 \times f_d \times a \times s$ .

Tendo em conta a condição referida foi considerado por simplificação, que a secção 2 é constituída por quatro pilares de secção quadrangular de dimensões  $1,38 \times 1,38 \text{ m}^2$ . Verificada a condição, foi necessário definir os parâmetros (ver Tabela 14) inerentes à expressão (5).

Tabela 14. Cálculo do momento resistente das secções críticas do campanário da igreja da Madalena

$i$	$A_i$ ( $\text{m}^2$ )	$a_i$ ( $\text{m}$ )	$b_i$ ( $\text{m}$ )	$W_i$ ( $\text{kN}$ )	$\sigma_{0i} = W/A_i$ ( $\text{kPa}$ )	$f'_d$ ( $\text{kPa}$ )	$M_{res,i}$ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
0	10,4	4,49	4,49	972,5	93,96	3704	2149,86
2	1,9	1,38	1,38	207,4	108,93	3704	552,74

Observa-se pela análise da tabela acima apresentada, que existe uma maior vulnerabilidade na secção 2. Esta diferença de valores deve-se não só ao esforço axial ( $W$ ) actuante nas diferentes secções, mas também às suas características geométricas. Para ser possível a aplicação da expressão (5) na secção 2, foi determinada a resistência à flexão de apenas um pilar, ou seja, considerando 1/4 do esforço axial na secção 2 e multiplicado o momento obtido por quatro, obtemos a resistência total da secção.

### 3.3.1.2. Cálculo da resultante das forças de corte na base de cada secção

Seguidamente foram determinados os valores de  $F_i$  e  $F_{hi}$  para as diferentes secções admitidas na Figura 54 a)). Estes parâmetros foram inicialmente calculados para a aceleração de projecto, ou seja, determinando o valor de  $F_h$  que depende de  $S_d(T_1)$ , e

posteriormente em função de  $F_h$  para determinação do valor crítico do espectro de resposta  $S_{d,ELU,i}$  dado pela expressão (13).

No primeiro caso, para calcular o valor de  $S_d(T_1)$  foi necessário o cálculo do período correspondente ao primeiro modo de vibração da estrutura pela expressão (16).

Calculado o período da estrutura, é possível obter os parâmetros  $S_{ae}(T_1)$  e  $S_{de}(T_1)$ , analiticamente pelas expressões do EC8 [CEN, 2004] anteriormente apresentadas ou através dos gráficos da Figura 49 e Figura 50.

O parâmetro  $F_h$  foi calculado pela expressão (8), a força  $F_i$  a aplicar no baricentro de cada bloco que constitui a alvenaria é calculada pela expressão (7), pela expressão (9) obtemos a resultante das forças sísmicas actuantes na secção i-ésima ( $F_{hi}$ ) e a altura à qual é aplicada ( $z_{Fi}$ ) foi determinada pela expressão (10).

Na Tabela 15 são apresentados os valores dos parâmetros referidos, sendo  $F_i^a$  e  $F_{hi}^a$  correspondentes às forças para a aceleração de projecto,  $F_i^b$  e  $F_{hi}^b$  os valores das forças em função de  $F_h$  necessário ao cálculo do valor crítico do espectro de resposta ( $S_{d,ELU,i}$ ).

Tabela 15. Resultante das forças de corte ( $F_{hi}$ ) actuantes na base da secção i-ésima do campanário da igreja da Madalena e altura  $z_{Fi}$  onde é aplicada

$i$	$Z_i$ (m)	$Z_i^*$ (m)	$W_i$ (KN)	$F_i^a$ (KN)	$F_{hi}^a$ (KN)	$F_i^b$ (KN)	$F_{hi}^b$ (KN)	$z_{Fi}$ (m)
0	0,25	0,00	48,22	0,028	9,379	0,003	1,000	5,42
1	0,74	0,49	94,51	0,162	9,351	0,017	0,997	4,94
2	1,47	0,98	77,37	0,264	9,189	0,028	0,980	4,54
3	2,44	1,95	102,80	0,583	8,925	0,062	0,952	3,68
4	3,41	2,92	102,80	0,815	8,342	0,087	0,889	2,94
5	4,16	3,89	80,54	0,781	7,527	0,083	0,803	2,23
6	4,70	4,43	104,16	1,140	6,746	0,122	0,719	1,92
7	6,05	4,97	160,09	2,254	5,606	0,240	0,598	1,72
8	7,12	7,12	202,03	3,351	3,351	0,357	0,357	0,00

### 3.3.1.3. Cálculo do momento último correspondente à aceleração de projecto

Para o cálculo do momento de colapso (Tabela 16) correspondente à aceleração de projecto, utilizam-se os valores  $F_i^a$  e  $F_{hi}^a$  apresentados anteriormente na Tabela 15. Este momento deverá ser comparado com o determinado pela expressão (5) na (ver Tabela 14) para as secções críticas consideradas.

Tabela 16. Momento último correspondente à aceleração de projecto

$i$	$F_{hi}^a$ (kN)	$Z_{Fi}$ (m)	$M_{u,i}$ (kN.m)
0	9,38	5,42	50,80
2	9,19	4,54	41,67

O momento crítico  $M_{u,i}$  é calculado pela expressão (11). Comparando os resultados obtidos na Tabela 14 e na Tabela 16 para os momentos nas secções críticas “0” e “2” conclui-se que a estrutura se encontra em segurança, mas segundo o documento *Linee Guida* [2006], deverá ser calculada a aceleração crítica do solo correspondente ao *ELU* para concluir sobre a sua estabilidade.

#### 3.3.1.4. Cálculo da ordenada do espectro de resposta e aceleração crítica do solo

Através da expressão (13), é calculado o valor da ordenada do espectro de resposta ( $S_{d,ELU,i}$ ), e a expressão (17) permite-nos determinar o valor da aceleração do solo correspondente ao *ELU* ( $a_{ELU,i}$ ) das secções críticas em estudo. Os resultados são apresentados na Tabela 17.

Tabela 17. Ordenada do espectro de resposta e aceleração crítica do solo para o campanário da igreja da Madalena

$i$	$S_{d,ELU,i}$ (m)	$a_{ELU,i}$ (m/s <sup>2</sup> )
0	4,71	2,826
<b>2</b>	<b>1,48</b>	<b>0,886</b>

Como foi referido anteriormente, as expressões que permitem obter o valor da aceleração crítica do solo ( $a_{ELU,i}$ ) resultam da formula (17) que considera o factor estrutural  $q$  e sabendo que as estruturas desta tipologia não têm nunca períodos inferiores a  $T_B$  ou superiores a  $T_D$  [*Linee Guida*, 2006].

Relativamente ao factor estrutural ( $q$ ) que tem em consideração o comportamento elasto-plástico da estrutura, foi admitido de acordo com a *Linee Guida* igual a 2,25 por se tratar de uma estrutura com bruscas alterações de rigidez ao longo da altura e da presença de estruturas adjacentes em contacto.

### 3.3.1.5. Comparação da vulnerabilidade do campanário admitindo a torre isolada

Pela observação dos valores obtidos na Tabela 17, verificamos que a secção correspondente às aberturas do campanário apresenta uma elevada vulnerabilidade. Este resultado era previsível, no entanto é importante salientar que não foi admitida a cota real a que se encontra o campanário. Por esta razão, foram calculados os valores da aceleração crítica do solo para o caso de admitirmos este campanário no topo de uma torre isolada (ver Figura 55), ou seja, assumindo que a torre sineira não está em contacto com o resto da estrutura da igreja. Com esta comparação pretende-se compreender até que ponto a cota a que se encontra o campanário (11,5m) influencia a avaliação da sua vulnerabilidade.

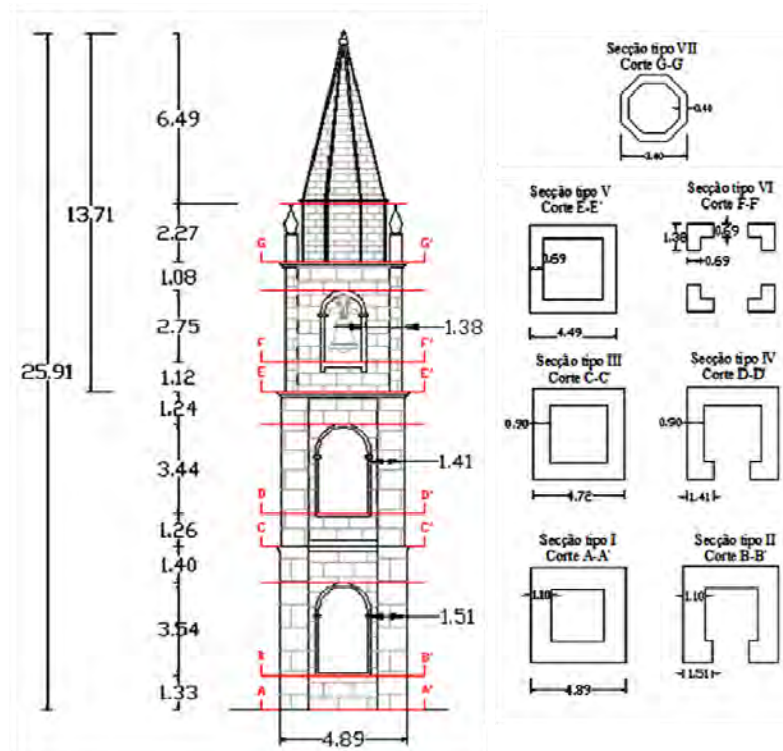


Figura 55. Esquema da torre isolada e das secções adoptadas para a análise do campanário da igreja da Madalena à cota real (adaptado de [Leão, 1999])

Na Tabela 18 são apresentados os resultados obtidos para as secções críticas admitidas na Figura 55 aplicando o mesmo modelo mecânico utilizado anteriormente, sendo a secção 7 correspondente à zona de abertura do campanário.



Tabela 18. Resultados obtidos considerando o campanário da igreja da Madalena no topo da torre isolada

$i$	$M_{res,i}$ ( $KN \cdot m$ )	$M_{u,i}$ ( $KN \cdot m$ )	$S_{d,ELU,i}$ ( $m$ )	$a_{ELU,i}$ ( $m/s^2$ )
0	9593,39	1175,81	2,21	2,4486
1	8828,49	1046,83	2,28	2,5310
3	5673,95	713,28	2,59	2,8739
4	4810,29	592,51	2,63	2,9202
6	2304,83	494,37	3,23	3,5782
<b>7</b>	<b>411,46</b>	<b>260,46</b>	<b>0,76</b>	<b>0,8438</b>

Comparando os resultados obtidos nas duas situações para a aceleração crítica do solo na secção mais vulnerável do campanário, conclui-se que o facto de considerarmos o campanário no topo de uma torre isolada leva a uma redução da aceleração correspondente ao colapso por flexão composta de aproximadamente 5%.

### 3.3.2 Igreja de N. S. da Boa Nova em Bandeiras – Ilha do Pico



Figura 56. Igreja de Bandeiras

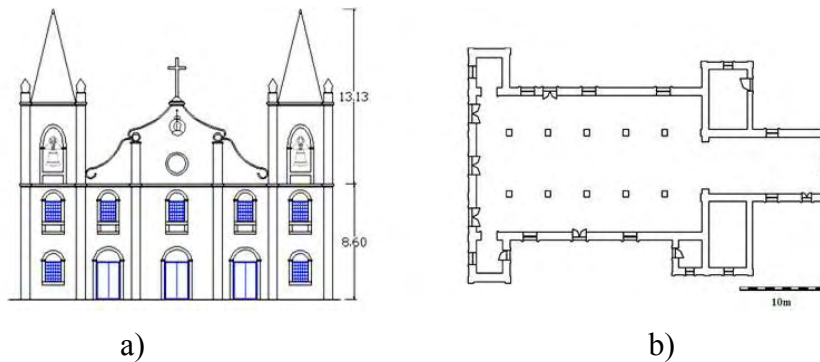


Figura 57. Igreja de Bandeiras – Ilha do Pico (desenhos de [Leão, 1999]): a) Alçado principal, b) Planta

Na igreja de Bandeiras existem duas torres acopladas, como tal, a aplicação do modelo mecânico simplificado proposto na *Linee Guida* [2006] é feita para a parte livre da estrutura que neste caso corresponde ao campanário (ver Figura 58), tal como na igreja da Madalena.

As propriedades dos materiais que constituem a estrutura do campanário foram anteriormente apresentadas na Tabela 11. De recordar que, por falta de elementos, é admitido que a alvenaria que constitui esta estrutura tem as mesmas propriedades da alvenaria da igreja da Madalena e que a cobertura é executada em betão C20/25.

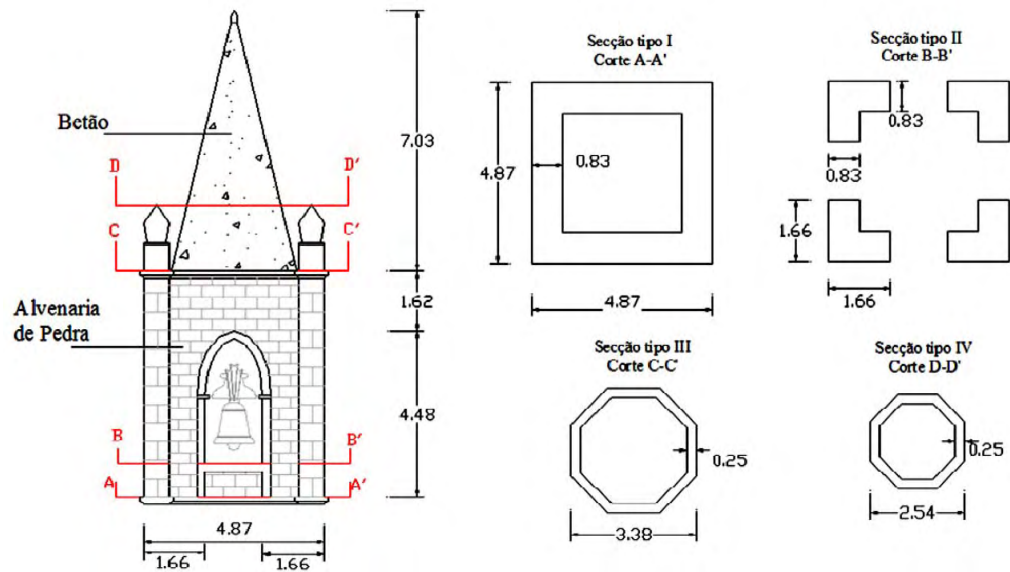


Figura 58. Pormenores do campanário da torre da Igreja de N. S. da Boa Nova e esquema das secções tipo adoptadas (adaptado de [Leão, 1999])

Tendo em conta a divisão da estrutura nas secções tipo esquematizadas na Figura 58, procedeu-se à discretização da estrutura em oito secções tal como indica a Figura 59 a). A Figura 59 b) corresponde ao esquema adoptado para a determinação do esforço axial para cada secção.

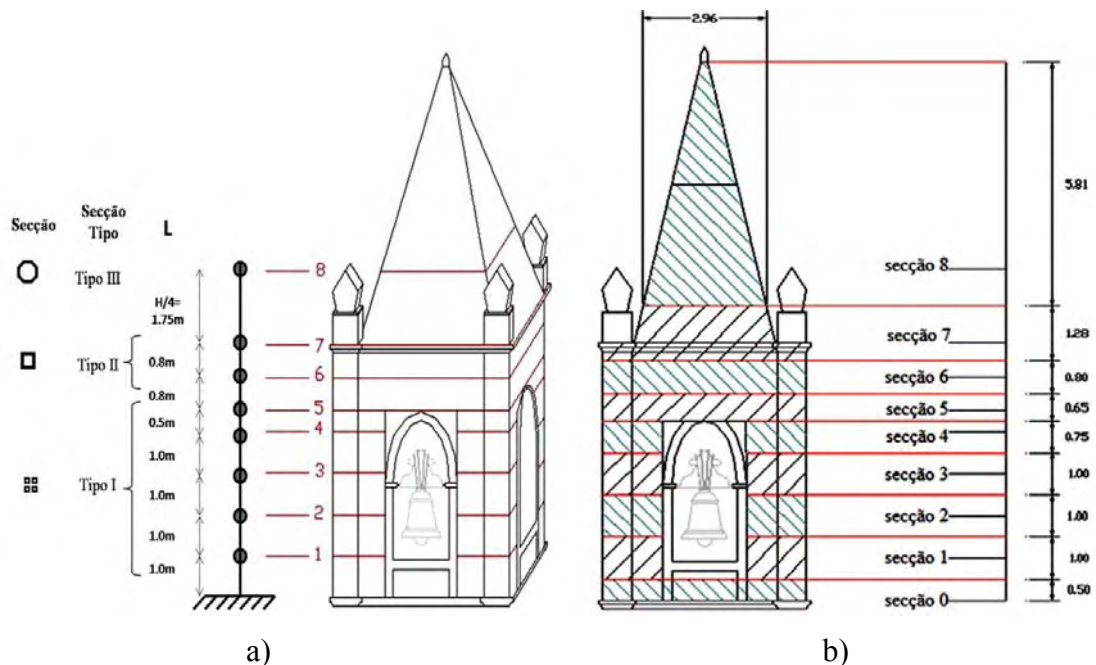


Figura 59. Campanário da torre da Igreja de Bandeiras: a) esquema das secções adoptadas; b) “alturas de influência” correspondentes ao peso actuante em cada secção (adaptado de [Leão, 1999]).

De salientar que a secção 8 se encontra a um quarto da altura da pirâmide octogonal, ou seja, no centro de massa do sólido que constitui a cobertura e que, por simplificação, nesta secção admitiu-se uma massa concentrada correspondente ao peso da cobertura em betão.

### 3.3.2.1. Cálculo do momento resistente

O momento resistente ( $M_{res,i}$ ), foi determinado para as secções críticas “0” e “1” correspondentes à base e à zona onde existem aberturas no campanário.

Analogamente ao que foi admitido para a secção 2 do campanário da Igreja da Madalena, para ser possível a aplicação da expressão (5), é necessário considerar que a secção 1 é constituída por quatro pilares de secção quadrangular de dimensões  $1.66 \times 1.66 \text{ m}^2$ . Verificada a condição, foram definidos os parâmetros necessários ao cálculo do momento resistente (Tabela 19):

Tabela 19. Cálculo do momento resistente das secções críticas do campanário da igreja de Bandeiras

$i$	$A_i$ ( $\text{m}^2$ )	$a_i$ ( $\text{m}$ )	$b_i$ ( $\text{m}$ )	$W_i$ ( $\text{KN}$ )	$\sigma_{0i} = W/A_i$ ( $\text{KPa}$ )	$f'_d$ ( $\text{KPa}$ )	$M_{res,i}$ ( $\text{KN}\cdot\text{m}$ )
0	13,38	4,87	4,87	1238,687	92,58	3704	2966,16
1	2,76	1,66	1,66	278,496	101,07	3704	894,92

O esforço axial  $W_1$  corresponde, tal como no caso de estudo anterior, a 1/4 do esforço axial na secção 1 (esforço actuante apenas num pilar) e  $M_{u,1}$  o momento correspondente aos quatro pilares que constituem a secção.

Note-se que, por falta de dados, as espessuras tanto da alvenaria como da cobertura em betão foram arbitradas, assim como todas as propriedades dos materiais que constituem o campanário desta igreja.

### 3.3.2.2. Cálculo da resultante das forças de corte na base de cada secção

Analogamente ao que foi feito para o primeiro caso de estudo, as forças  $F_i$  e  $F_{hi}$  foram inicialmente calculados para a aceleração de projecto, ou seja, determinando o valor de  $F_h$  que depende de  $S_d(T_1)$ , e posteriormente em função de  $F_h$  para determinação do valor crítico do espectro de resposta  $S_{d,ELU,i}$  dado pela expressão (13).

No primeiro caso, para calcular o valor de  $S_d(T_1)$  foi necessário o cálculo do período fundamental da estrutura pela fórmula empírica (16) apresentada pela norma OPCM 3431 [2005].

Calculado o período da estrutura foram determinados os parâmetros  $S_{ae}(T_1)$  e  $S_{de}(T_1)$  analiticamente pelas expressões do EC8, para a determinação do parâmetro  $F_h$  analogamente ao que foi feito para o campanário anterior.

Na Tabela 20 são apresentados os valores dos parâmetros referidos, sendo  $F_i^a$  e  $F_{hi}^a$  correspondentes às forças para a aceleração de projecto,  $F_i^b$  e  $F_{hi}^b$  os valores das forças em função de  $F_h$  necessário ao cálculo do valor crítico do espectro de resposta ( $S_{d,ELU,i}$ ).

Tabela 20. Resultante das forças de corte ( $F_{hi}$ ) actuantes na base da secção i-esima do campanário da igreja de Bandeiras e altura  $z_{Fi}$  onde é aplicada

$i$	$Z_i$ (m)	$Z_i^*$ (m)	$W_i$ (kN)	$F_i^a$ (kN)	$F_{hi}^a$ (kN)	$F_i^b$ (kN)	$F_{hi}^b$ (kN)	$Z_{Fi}$ (m)
0	0,50	0,00	124,7	0,174	13,829	0,013	1,000	5,16
1	1,50	0,49	153,6	0,643	13,655	0,047	0,987	4,22
2	2,50	0,98	153,6	1,072	13,011	0,078	0,941	3,40
3	3,50	1,95	153,6	1,501	11,939	0,109	0,863	2,66
4	4,25	2,92	115,2	1,367	10,437	0,099	0,755	1,97
5	4,90	3,89	162,1	2,218	9,070	0,160	0,656	1,73
6	5,70	4,43	199,5	3,176	6,852	0,230	0,495	1,36
7	6,98	4,97	76,2	1,485	3,677	0,107	0,266	1,40
8	7,85	7,12	100,0	2,192	2,192	0,159	0,159	0,00

### 3.3.2.3. Cálculo do momento último correspondente à aceleração de projecto

Para o cálculo do momento de colapso correspondente à aceleração de projecto, utilizam-se os valores  $F_i^a$  e  $F_{hi}^a$  obtidos na Tabela 20. Este momento deverá ser comparado com os momentos resistentes das secções críticas da Tabela 19, determinados pela expressão (5) apresentada no ponto 3.2 da presente dissertação para as secções consideradas críticas.

Tabela 21. Momento último correspondente à aceleração de projecto

$i$	$F_{hi}^a$ (kN)	$Z_{Fi}$ (m)	$M_{u,i}$ (kN.m)
0	13,828772	5,16	71,33
1	13,654676	4,22	57,59

O momento crítico  $M_{u,i}$  é calculado pela expressão (11):

$$M_{u,i} = F_{hi} Z_{Fi}$$

Da comparação entre os resultados obtidos na Tabela 19 e na Tabela 21 para os momentos nas secções críticas “0” e “1”, conclui-se que a estrutura se encontra em segurança relativamente à acção sísmica de referência.

#### 3.3.2.4. Cálculo da ordenada do espectro de resposta e aceleração crítica do solo

Através da expressão (13), é calculado o valor da ordenada do espectro de resposta ( $S_{d,ELU,i}$ ), e a expressão (17) permite-nos determinar o valor da aceleração do solo correspondente ao *ELU* ( $a_{ELU,i}$ ) das secções críticas em estudo. É considerando o factor estrutural  $q$  igual a 2,25 e que as estruturas desta tipologia não têm nunca períodos inferiores a  $T_B$  ou superiores a  $T_D$  [Linee Guida, 2006]. Os resultados são apresentados na Tabela 22.

Tabela 22. Ordenada do espectro de resposta e aceleração crítica do solo para o campanário da igreja de Bandeiras

$i$	$S_{d,ELU,i} (m)$	$a_{ELU,i} (m/s^2)$
0	5,36	3,215
1	2,00	1,201

#### 3.3.2.5. Comparação da vulnerabilidade do campanário admitindo a torre isolada

Os resultados obtidos pela aplicação do modelo mecânico simplificado (LV1) proposto no documento *Linee Guida* [2006] ao campanário da torre sineira da igreja de Bandeiras são semelhantes aos da torre do caso de estudo anterior. Como era de esperar, também no campanário da igreja de Bandeiras a aceleração crítica mais baixa corresponde à secção da base dos pilares, no entanto esta não é tão vulnerável como no caso anterior provavelmente devido à maior dimensão em planta admitida para os pilares ( $1.66 \times 1.66 m^2$ ) e à diferença de esforço axial actuante na secção crítica (maior na igreja das Bandeiras). Contudo, e tal como no caso de estudo anterior, não foi considerada a cota real a que se encontra o campanário. Desta forma, e no sentido de compreender até que ponto a cota a que se encontra o campanário (8,5m) influencia a avaliação da sua vulnerabilidade, foram calculados os valores da aceleração crítica do solo para o caso de admitirmos este

campanário no topo de uma torre isolada (ver Figura 60), ou seja, assumindo que a torre sineira não está em contacto com a restante estrutura da igreja.

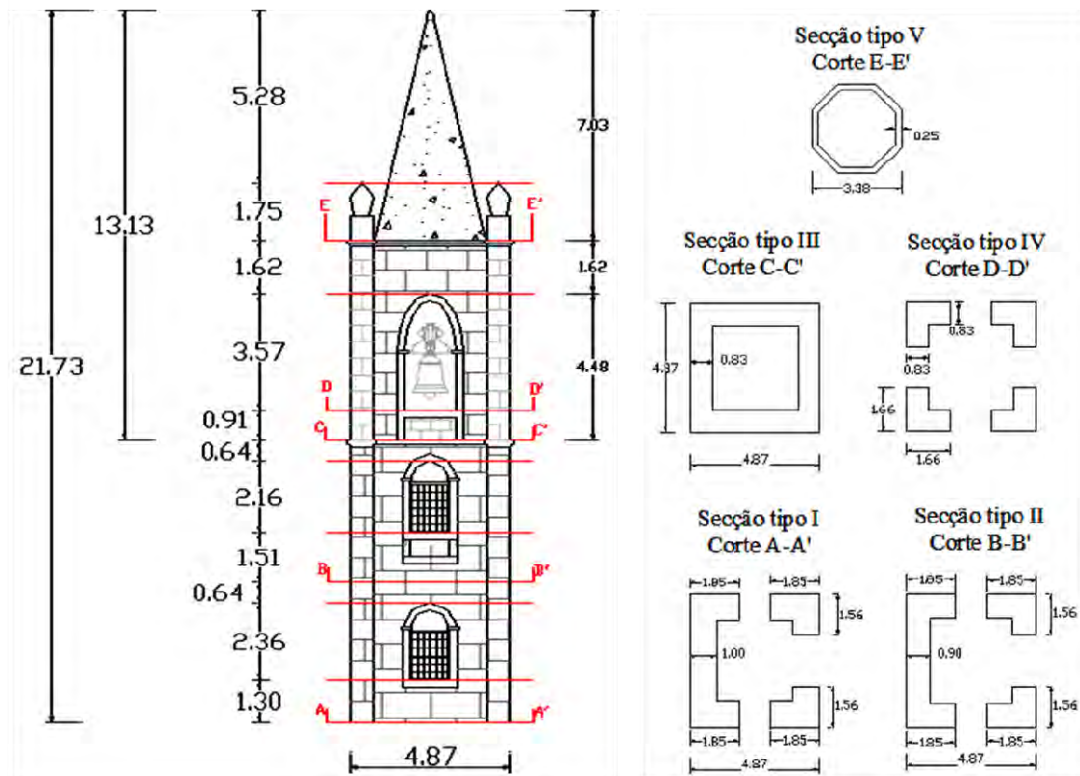


Figura 60. Esquema da torre isolada e das secções adoptadas para a análise do campanário da igreja de Bandeiras à cota real (adaptado de [Leão, 1999]).

De salientar que a existência de duas aberturas de janelas e uma de acesso à torre nos pisos inferiores apenas se verifica numa das torres, no entanto foi considerada esta situação por ser a mais desfavorável. Algumas secções foram ainda simplificadas no sentido de facilitar a aplicação do método, nomeadamente na simetria das secções e, analogamente ao que já foi adoptado nos dois casos anteriores, os pilares apresentam em todos os pisos secção quadrangular.

Na Tabela 23 são apresentados os resultados obtidos para as secções críticas admitidas na Figura 60 aplicando o mesmo modelo utilizado anteriormente, sendo a secção 7 correspondente à zona de abertura do campanário.

Tabela 23. Resultados obtidos considerando o campanário da igreja de Bandeiras no topo da torre isolada

$i$	$M_{res,i}$ ( $KN \cdot m$ )	$M_{u,i}$ ( $KN \cdot m$ )	$S_{d,ELU,i}$ ( $m$ )	$a_{ELU,i}$ ( $m/s^2$ )
0	6646,97	731,82	2,17	2,1320
1	6351,56	644,15	2,36	2,3145
3	4802,87	488,45	2,56	2,5152
4	4324,80	448,21	2,89	2,8341
6	3204,84	358,19	3,66	3,5914
<b>7</b>	<b>650,97</b>	<b>240,16</b>	<b>0,91</b>	<b>0,8952</b>

Comparando os resultados obtidos no ponto 3.3.2.4 com os valores considerando o campanário no topo da torre sineira, conclui-se que o facto de considerarmos o campanário na segunda situação, reduz-se a aceleração correspondente ao colapso por flexão composta em aproximadamente 35%.

### 3.4 Avaliação dos resultados

De forma a avaliar a viabilidade dos resultados obtidos anteriormente, são comparados na Tabela 24 os valores do período ( $T$ ) e da aceleração crítica do solo ( $a_{ELU,i}$ ) para as duas situações consideradas (ver Figura 61) em ambos os casos de estudo.

De salientar que para considerar toda a altura da torre, foi desprezada a interacção com o resto da estrutura, ou seja, admitindo a torre sineira isolada. Deste modo, os resultados obtidos para esta situação não correspondem à realidade, no entanto comparados com os valores determinados apenas considerando o campanário, permite tirar conclusões acerca da amplificação da aceleração à cota real do campanário.



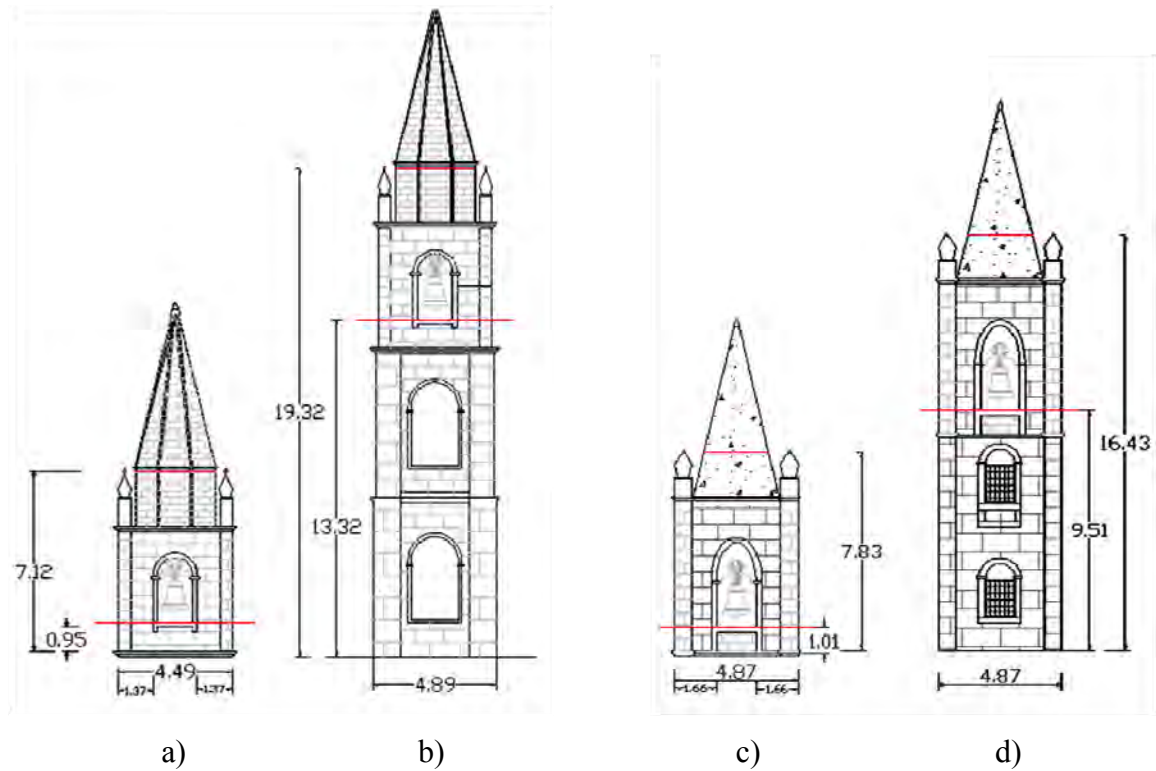


Figura 61. Secções críticas nas duas situações consideradas: a) Igreja da Madalena apenas considerando o campanário; b) Igreja da Madalena considerando a torre isolada; c) Igreja de Bandeiras apenas considerando o campanário; d) Igreja de Bandeiras considerando a torre isolada.

Tabela 24. Características das estruturas estudadas e aceleração do solo correspondente ao colapso ( $a_{ELU}$ ) da secção crítica

	<b>Campanário Madalena (a)</b>	Torre isolada Madalena (b)	<b>Campanário Bandeiras (c)</b>	Torre isolada Bandeiras (d)
altura (m)	7,12	19,32	7,83	16,43
cota da secção crítica (m)	0,95	13,32	1,01	9,51
peso (kN)	973	4143	1239	3258
$T$ (s)	0,2179	0,4620	0,2345	0,4086
$a_{ELU}$ (m/s <sup>2</sup> )	<b>0,886</b>	0,844	<b>1,201</b>	0,895

Tal como tinha sido referido anteriormente e da análise dos resultados apresentados na Tabela 24, observa-se que em ambos os casos de estudo a aceleração correspondente ao

colapso da secção crítica diminui quando se considera a cota real a que se encontra o campanário.

O facto do maior acréscimo de vulnerabilidade, quando comparadas as duas situações, se verificar no campanário da igreja de Bandeiras (torre mais baixa), deve-se principalmente a dois motivos: i) irregularidade geométrica em altura; ii) período fundamental mais baixo.

A existência de mais aberturas ao longo desta torre do que na Madalena torna-a, apesar da menor altura e menor peso, a torre mais vulnerável. Para além disso, o facto do período desta torre ser mais baixo, reflecte-se numa maior penalização da acção, ilustrada no espectro de resposta da Figura 62. De salientar que o cálculo do período neste trabalho teve como base a expressão (16) que apenas depende da altura da estrutura, não tendo em conta a irregularidade geométrica em altura e as propriedades mecânicas da alvenaria.

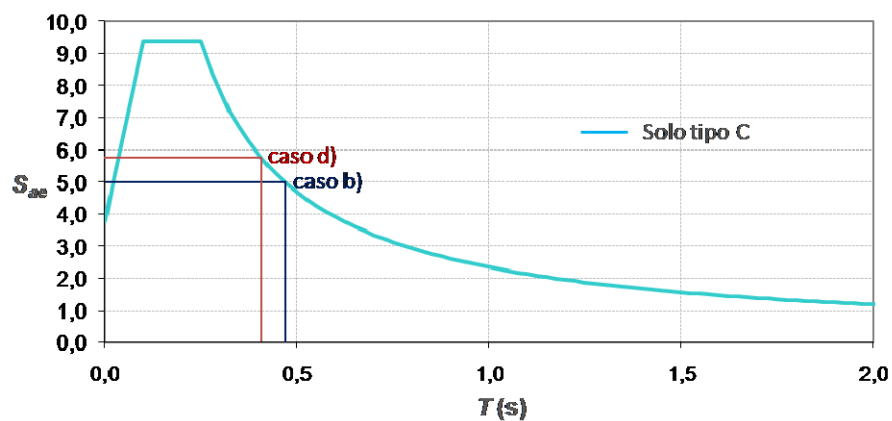


Figura 62. Espectro de resposta elástico para as duas torres estudadas

Outro parâmetro importante adoptado por falta de dados, foi a classe do solo e o respectivo factor amplificativo do solo ( $S$ ). Foi considerado em todos os casos um solo do tipo  $C$  correspondente a um solo de qualidade intermédia. Na Tabela 25, são comparados os resultados iniciais, considerando o solo do tipo  $C$ , com um de melhor qualidade (solo do tipo  $B$ ) e um de pior qualidade (solo do tipo  $D$ ), sendo o factor amplificativo correspondente a cada tipo de solo dado pela Tabela 12 apresentada ponto 3.3 desta dissertação.

Tabela 25. Acelerações críticas ( $a_{ELU}$ ) para diferentes tipos de solo

		<b>Campanário Madalena (a)</b>	Torre isolada Madalena (b)	<b>Campanário Bandeiras (c)</b>	Torre isolada Bandeiras (d)
Solo B ( $S = 1,35$ )	$a_{ELU}$ ( $m/s^2$ )	<b>0,984</b>	0,938	<b>1,335</b>	0,995
Solo C ( $S = 1,5$ )	$a_{ELU}$ ( $m/s^2$ )	<b>0,886</b>	0,844	<b>1,201</b>	0,895
Solo D ( $S = 1,8$ )	$a_{ELU}$ ( $m/s^2$ )	<b>0,738</b>	0,703	<b>1,001</b>	0,746

A variação do factor amplificativo do solo provoca um aumento de cerca de 10% na aceleração de colapso no caso de considerarmos um solo do tipo *B*, e uma redução de 20% quando assumimos um solo de pior qualidade (solo do tipo *D*).

### 3.5 Comentários finais

A ausência de informação geométrica e das propriedades mecânicas dos materiais impossibilitou a aplicação do método a mais igrejas, limitando as conclusões dos resultados apenas a dois casos de estudo. No entanto, a aplicação do modelo mecânico proposto pela *Linee Guida* [2006], apesar de ser um método simplificado de análise de vulnerabilidade, permite identificar com rigor a secção crítica de elementos como campanários e torres sineiras isoladas. Esta metodologia permite ainda o cálculo, embora aproximado, do valor da aceleração do solo correspondente ao colapso desta secção por flexão composta.

Em ambos os casos de estudo verificou-se que a secção crítica corresponde à base das colunas da zona do campanário, facilmente explicável não só pelas reduzidas dimensões em planta dos elementos como também ao reduzido esforço axial a esse nível. A fiabilidade dos valores aproximados obtidos para a aceleração crítica, foi naturalmente condicionada pela falta de melhor informação geométrica, das propriedades dos materiais e das características dos solos de fundação.

Relativamente ao estudo comparativo efectuado entre a avaliação considerando apenas o campanário e a avaliação admitindo a torre isolada, observa-se que:

- Ao admitirmos o campanário no topo de uma torre isolada contribuímos para um aumento da vulnerabilidade da sua secção crítica. Apesar do período fundamental desta estrutura ser mais alto resultando, para esta gama de períodos, num menor valor da

aceleração sísmica espectral, observa-se pela aplicação desta metodologia que em ambos os casos de estudo existe uma diminuição da aceleração crítica provocada pela amplificação da aceleração à cota real do campanário.

- O maior aumento de vulnerabilidade corresponde à igreja de Bandeiras (torre mais baixa), justificado pelo número e dimensão das aberturas consideradas ao longo desta torre que lhe proporcionam uma maior vulnerabilidade sísmica, e ao facto do seu período fundamental ser mais baixo, sendo neste caso o espectro de resposta mais penalizante. De salientar que na igreja de Bandeiras, a existência de duas aberturas de janelas e uma de acesso à torre nos pisos inferiores apenas se verifica numa das torres, no entanto foi considerada esta situação por ser a mais desfavorável. Pelo contrário, na igreja da Madalena apenas foi considerada as aberturas das janelas.

Pela avaliação dos resultados obtidos neste capítulo podemos tirar as seguintes conclusões principais:

- A avaliação da vulnerabilidade dos campanários não se deve basear apenas na comparação do momento resistente ( $M_{res,i}$ ) e do momento último ( $M_{u,i}$ ) da secção crítica pois, apesar desta condição se ter verificado sempre, os resultados obtidos para a aceleração crítica do solo mostram que ambos os campanários são bastante vulneráveis à acção sísmica;
- Apesar de apenas se ter estudado apenas duas igrejas, para este tipo de estrutura o uso do método de avaliação apresentado pelo documento *Linee Guida* [2006] pode fornecer indicações úteis e fiáveis acerca da vulnerabilidade dos campanários, constituindo uma avaliação detalhada sobre a necessidade de reforço, assim como das zonas mais vulneráveis destes macro-elementos.
- Mesmo sabendo que a determinação da aceleração do solo correspondente ao colapso por flexão composta da secção crítica dos campanários é um cálculo aproximado, a aplicação do modelo mecânico simplificado, permite concluir que os campanários estudados são bastante vulneráveis, e não se encontram em segurança relativamente à aceleração de projecto ( $2,5 \text{ m/s}^2$ ) correspondente à zona sísmica em questão [NA, 2008].
- Apesar do documento *Linee Guida* [2006] limitar a aplicação do modelo mecânico simplificado a macro-elementos que não estejam em contacto com outras partes da igreja, a análise dos resultados obtidos no estudo comparativo correspondentes às

situações consideradas, provou ser bastante útil na compreensão da influência da altura a que se encontra o campanário para a avaliação da sua vulnerabilidade. Os valores da aceleração crítica considerando o campanário no topo da torre isolada são mais desfavoráveis do ponto de vista da avaliação da vulnerabilidade, devendo por este motivo ser tidos em conta numa avaliação mais detalhada.

## 4- CRITÉRIOS E TÉCNICAS DE INTERVENÇÃO

A escolha da estratégia e da técnica de intervenção assim como a sua urgência, deve partir da cuidadosa interpretação dos resultados da precedente fase de avaliação apresentada neste trabalho. O objectivo principal é sempre a conservação não só dos materiais como também do correcto funcionamento estrutural do edifício.

As intervenções devem ser aplicadas a partes singulares da estrutura evitando alterar de um modo significativo a distribuição da rigidez nos elementos, assim como garantir a conservação de todas as características arquitectónicas do monumento e, sempre que possível, evitar todas as operações de demolição e substituição ou demolição e reconstrução.

É oportuno recordar que no que diz respeito à prevenção dos danos sísmicos, a simples manutenção pode evitar mais tarde intervenções maiores [Linee Guida, 2006].

Segundo Lagomarsino (2008), os principais requisitos para a conservação de um edifício histórico são a reversibilidade da intervenção, integridade arquitectónica, durabilidade e compatibilidade dos materiais. A escolha da técnica de intervenção deverá ser avaliada caso a caso dando preferência às menos invasivas, actuando segundo o critério da “intervenção mínima”, devendo ser mantidas sempre que possível as técnicas tradicionais de construção dos edifícios históricos por constituírem um testemunho do passado que deve ser preservado. Intervenções desadequadas podem alterar a resistência dos elementos provocando danos irreversíveis.

Neste capítulo faz-se referência às possíveis e mais usuais técnicas de intervenção com vista a melhorar o comportamento das igrejas à acção sísmica:

- 4.1 - Intervenções com vista a reduzir a carência de ligação entre elementos:
  - 4.1.1 – Tirantes
  - 4.1.2 – Cintagem exterior
  - 4.1.3 – Coroamento no topo das paredes
  - 4.1.4 – Cintas metálicas aplicadas pelo interior
  - 4.1.5 – Desmonte e reconstrução
- 4.2 - Intervenções com vista a reduzir o impulsionamento induzido pelos arcos e abóbadas sobre as paredes:
  - 4.2.1 – Tirantes pré-esforçados
- 4.3 – Intervenções em coberturas

- 4.4 – Intervenções para aumentar a resistência da alvenaria de pedra
  - 4.4.1 – Injecções
  - 4.4.2 – Reconstrução de juntas
  - 4.4.3 – Pregagens transversais
  - 4.4.4 - Rebocos armados
  - 4.4.5 – Encamisamento
- 4.5 – Intervenções em pilares e colunas
- 4.6 – Intervenções em fundações
- 4.7 – Intervenções em elementos não estruturais

#### **4.1 Intervenções com vista a reduzir a carência de ligação entre elementos**

Tais intervenções são destinadas a assegurar que a construção tenha um comportamento conjunto, através da realização de uma boa consolidação entre as paredes e uma eficaz ligação dos pavimentos às mesmas. Por outro lado, deve ser verificado o eventual efeito impulsivo de elementos tais como arcos ou cobertura sobre as paredes.

##### **4.1.1 Tirantes**

A introdução de tirantes metálicos ou de outro material nas duas direcções principais e ancorados nas paredes resistentes (ver Figura 63), pode favorecer o comportamento conjunto da estrutura, no sentido em que confere um elevado grau de ligação entre as paredes ortogonais e fornece um eficaz vínculo contra o movimento destas para fora do plano. Este reforço pode assim evitar o aparecimento de variados mecanismos de dano na alvenaria (mecanismos 1, 3, 10, 22, 25 e 27).

Normalmente é necessária uma consolidação da alvenaria na zona de ancoragem e, no que diz respeito à tensão do tirante, deve ser aplicada uma tensão limitada, no sentido de não exceder a resistência admissível da alvenaria [*Linee Guida*,2006].

No entanto, de acordo com Roque (2002), a viabilidade deste reforço é limitada pela capacidade resistente da secção ou por mecanismos de instabilização. A aplicação de compressão axial em alvenarias de pedra irregular com fraca qualidade de assentamento e

não convenientemente confinadas, pode agravar a sua susceptibilidade a fenómenos de instabilização.

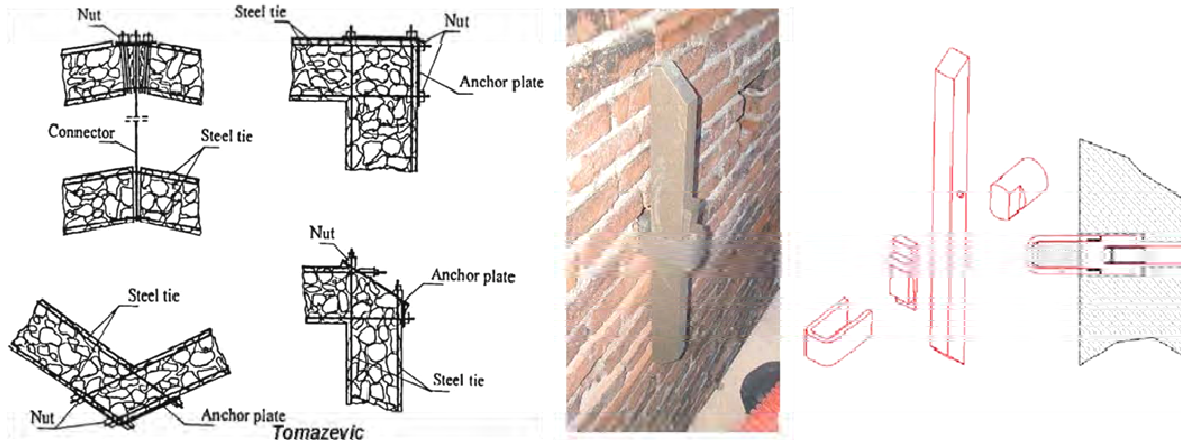


Figura 63. Exemplos de ancoragem de tirantes em paredes de alvenaria (adaptado de [Lagomarsino, 2008])

A actual disponibilidade de equipamento de perfuração de grande precisão e potência permite a abertura de furos de pequeno diâmetro e de grande extensão que facilitam a colocação de tirantes internos como é ilustrado na Figura 63.

Este reforço pode também ser executado exteriormente (Figura 64), evitando a utilização do complexo equipamento de perfuração bem como a perturbação inerente a este processo [Roque, 2002]. A questão da reversibilidade da intervenção faz também com que esta solução seja mais viável quando comparada com a inicialmente apresentada [Lagomarsino, 2008].

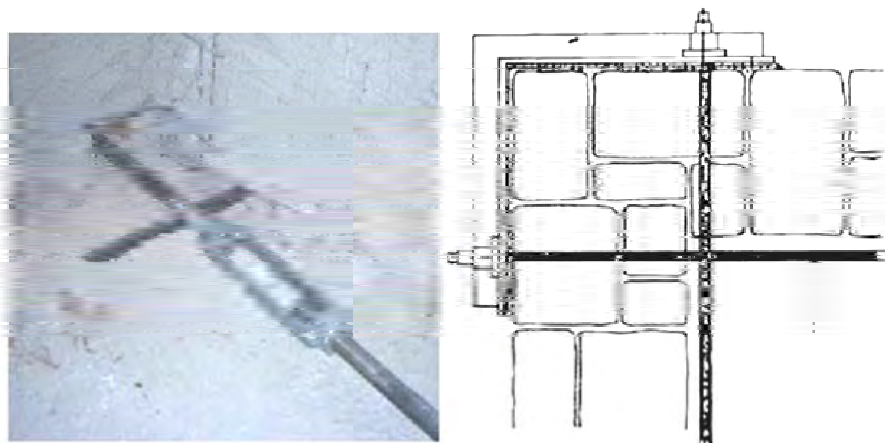


Figura 64. Tirantes exteriores (adaptado de [Lagomarsino, 2008])



Recentemente numa primeira avaliação dos edifícios afectados pelo Terramoto de L'Aquila de 6 de Abril de 2009, verificou-se que este tipo de reforço é extremamente eficaz, minimizando em variados casos a activação de mecanismos de danos que poderiam levar ao colapso total ou parcial dos edifícios. Como exemplo é apresentado na Figura 65 a torre sineira de uma igreja na região de L'Aquila reforçada com tirantes que, devido à sua presença, apresenta um grau de dano bastante baixo.

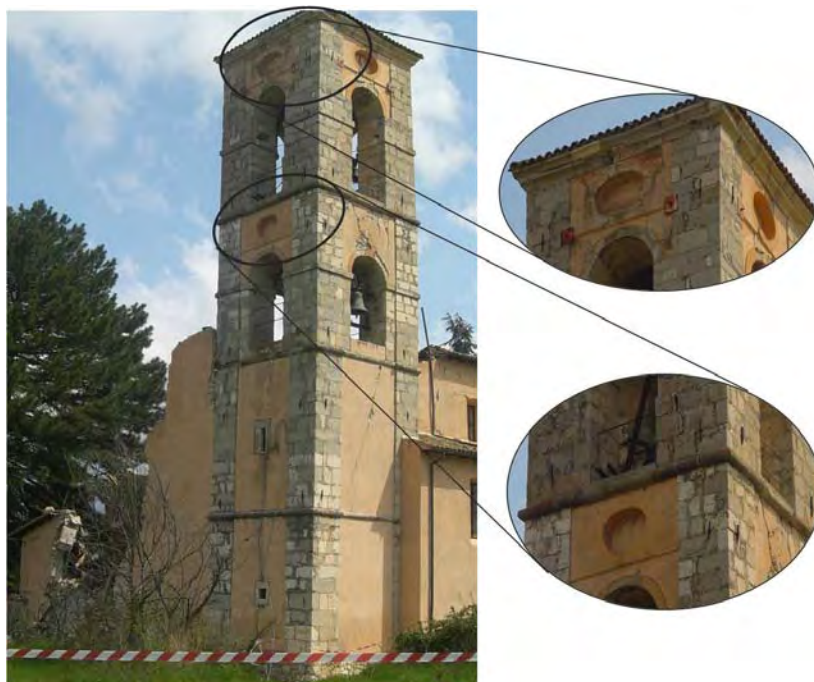


Figura 65. Torre sineira de uma igreja na região de L'Aquila reforçada com tirantes

#### 4.1.2 Cintagem exterior

A execução de anéis metálicos ou de materiais compósitos pode também garantir uma efectiva ligação entre as paredes ortogonais (ver Figura 66). Principalmente em edifícios de dimensões reduzidas, este tipo de reforço pode ser bastante eficaz [Linee Guida, 2006]



Figura 66. Cintagem metálica pelo exterior (adaptado de [Lagomarsino, 2008])

#### 4.1.3 Coroamento em betão armado

As cintas aplicadas ao nível da cobertura constituem uma eficiente solução para consolidar as paredes em zonas que, devido ao limitado nível de compressão, possuem menor coesão. Este reforço melhora também a interacção das paredes com a cobertura evitando o aparecimento de danos tal como os observados na Figura 67 [Linee Guida, 2006].



Figura 67. Dano provocado pela falta de reforço de ligação entre paredes e cobertura (adaptado de [Lagomarsino, 2008])

Tais reforços podem ser executados alvenaria armada, aço ou em betão armado (ver Figura 68) reduzindo, por exemplo, a probabilidade de aparecimento dos mecanismos de dano 19, 20 e 21.

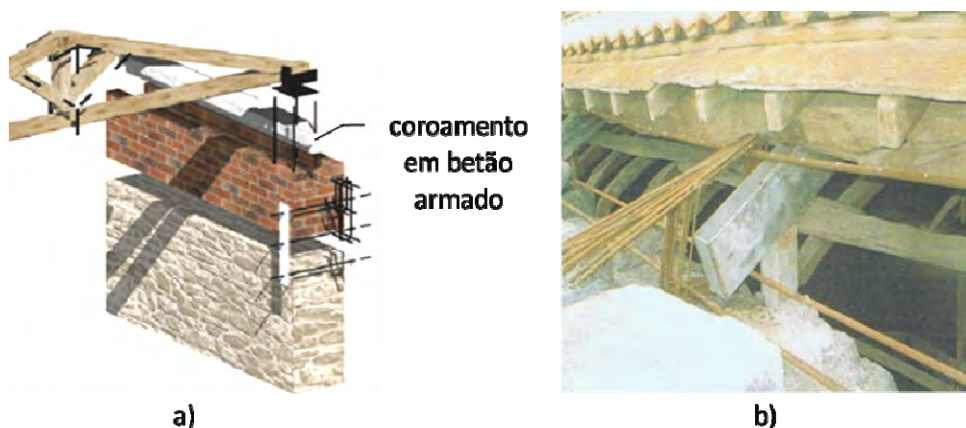


Figura 68. Coroamento em betão armado: a) esquema de ligação de uma cinta em betão armado à asna de cobertura e à parede alvenaria (adaptado de [Lagomarsino, 2008]); b) início da montagem do coroamento no topo da parede na Igreja da Madalena – ilha do Pico [Correia Guedes, 2008]

#### 4.1.4 Cintas metálicas

A execução de cintas de ligação entre as paredes e entre paredes e pavimentos, pode também ser uma excelente solução para o confinamento e solidarização estrutural.

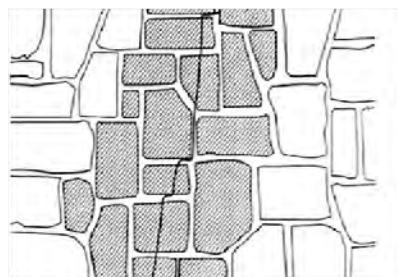
A Figura 69 representa um exemplo da aplicação deste tipo de reforço, podendo também este ser executado com perfis metálicos (por exemplo do tipo U), que garantam uma melhor a ligação entre os pavimentos e as paredes. No caso das igrejas, esta solução poderia ser extremamente eficaz na zona do coro alto uma vez que, como foi referido anteriormente no capítulo 2.3 , uma boa ligação do pavimento do coro alto às paredes laterais poderá evitar o aparecimento do mecanismo de dano 29.



Figura 69. Execução de cinta metálica (adaptado de [Lagomarsino, 2008])

#### 4.1.5 Desmonte e reconstrução

A reabilitação de zonas de alvenaria danificadas é efectuada mediante cuidadosa acção de desmonte e sua re-execução, utilizando os materiais originais (Figura 70) ou materiais de melhor qualidade construtiva (Figura 71), ligados por argamassas pouco retrácteis como, por exemplo, argamassas gordas de cal e areia ou de cimento, cal e areia [Appleton, 1993].



a)



b)

Figura 70. Exemplo de reconstrução de alvenaria com os mesmos materiais: a) zona reconstruída com os mesmos materiais [Meli, 1998]; b) aspecto de uma parede reparada [Lagomarsino, 2008]

Apesar de ser um processo trabalhoso, é bastante eficaz para corrigir fendilhações melhorando a capacidade mecânica das alvenarias. Do ponto de vista estrutural, estas operações não colocam grandes problemas, no entanto, requer alguns cuidados tais como a numeração das peças para posterior colocação no mesmo sítio e um correcto escoramento que suporte temporariamente as cargas actuates na zona em reconstrução.

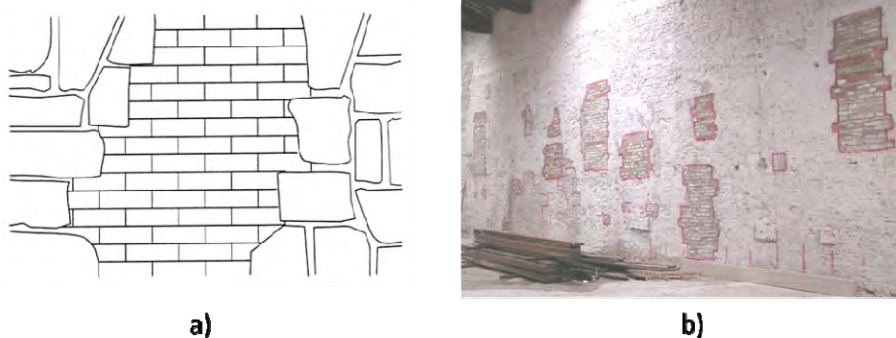


Figura 71. Exemplo de reconstrução de alvenaria com outros materiais: a) zona reconstruída com outros materiais [Meli, 1998]; b) aspecto de uma parede reparada [Lagomarsino, 2008]

## **4.2 Intervenções com vista a reduzir o impulsionamento induzido pelos arcos e abóbadas sobre as paredes**

### **4.2.1 Tirantes pré-esforçados**

Segundo Roque (2002), o uso de pré-esforço não pode ser considerada uma técnica inovadora ou recente no reforço de estruturas existentes. Com efeito, a aplicação de tirantes para manter unidas certas partes de estruturas de alvenaria é uma prática antiga, talvez seja mesmo a solução mais frequentemente adoptada no passado. O uso mais frequente vem associado à estabilização de arcos ou abóbadas, cujos impulsos horizontais provocam abertura dos seus apoios. Os tirantes são colocados ao nível do arranque dos arcos e atravessam o vão entre apoios tal como mostra a Figura 72, o que pode ter um impacto visual significativo, no entanto, a tradição da sua presença em muitos edifícios históricos, tornou-os familiares pelo que são mais facilmente aceites pelos restauradores. Deste modo, os tirantes compensam o efeito impulsivo destes elementos nas paredes de alvenaria, evitando o seu desprendimento recíproco.



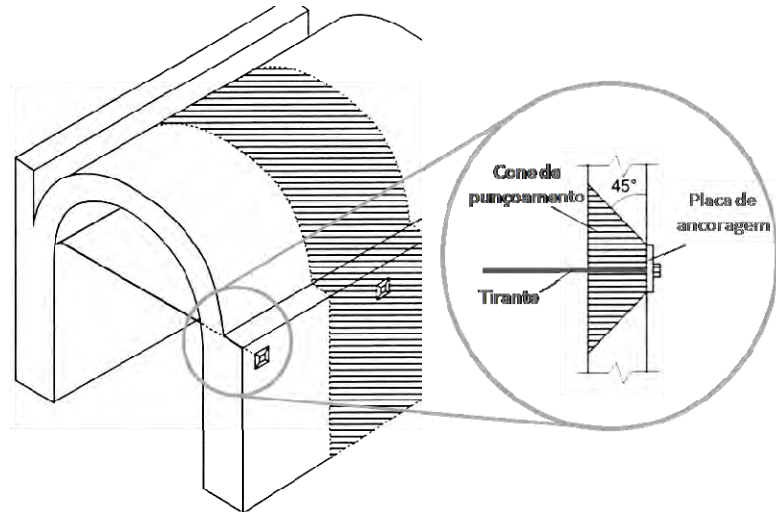


Figura 72. Tirantes exteriores pré-esforçados contrariam os impulsos do arco sobre as paredes de suporte (adaptado de [Meli,1998])

A aplicação de tirantes em abóbadas pode também ser executada pelo extradorso, como é ilustrado na Figura 73, tornando assim o reforço invisível.

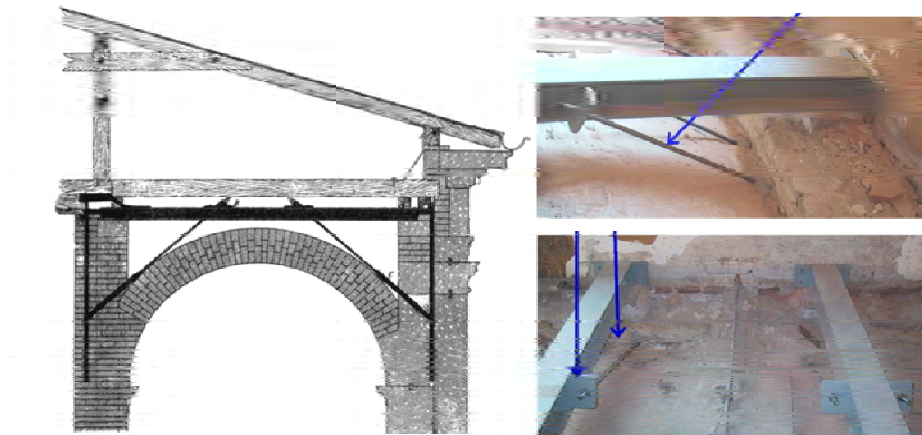


Figura 73. Reforço de abóbadas pelo extradorso (adaptado de [Lagomarsino, 2008])

Neste tipo de elementos pode ainda ser aplicado um reforço com materiais compósitos de matriz polimérica (*FRP – Fiber Reinforced Polymer*) pelo extradorso (ver Figura 74).

Este reforço pode também ser utilizado para confinar a base de cúpulas, com tendência para abrirem ao nível da base. Inicialmente eram aplicadas bandas de ferro e posteriormente de aço pelo extradorso onde eram muito pouco visíveis. Antes de ajustar as ancoragens, as barras eram aquecidas em toda a extensão que posteriormente, devido ao arrefecimento, induziam um pré-esforço associado ao seu encurtamento. Este fenómeno

traccionava os cabos que reagiam contra as paredes onde ancoravam. Actualmente dispõe-se de aços de alta resistência, que podem reduzir muito a secção transversal dos tirantes, e de uma vasta gama de dispositivos de ancoragem. Salienta-se no entanto que a utilização de tirantes em aço de elevada resistência pode ser desaconselhável devido aos elevados deslocamentos necessários para mobilizar a sua resistência última [Roque, 2002].

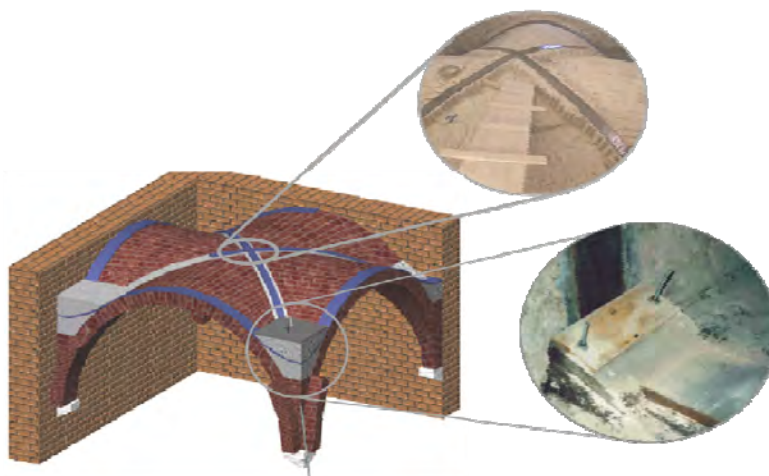


Figura 74. Reforço de abóbadas pelo extradorso com FRP (adaptado de [Lagomarsino, 2008])

A aplicação deste tipo de reforços pode aumentar a resistência dos elementos até 25% [Lagomarsino, 2008], e pode evitar a activação dos mecanismos de dano 5, 7, 8, 9, 12, 13, 14, 18 e 24, “impedindo ou atenuando” a formação de rótulas plásticas por funcionamento das fibras à tracção, que induzem um aumento nos momentos resistentes das secções [Roque, 2002].

### 4.3 Intervenções em coberturas

Relativamente a intervenções na cobertura é preferível manter a estrutura original em madeira, não só para limitar a massa na parte mais alta do edifício como também para garantir uma elasticidade idêntica à da alvenaria que a suporta.

De acordo com a *Linee Guida* (2006) deve ser reforçada, tanto quanto possível, a ligação dos elementos da cobertura em contacto com as paredes de alvenaria. Um procedimento razoável de reforço destas ligações é a reconstrução do topo das paredes, inserindo pregagens metálicas que ancoram o frechal e as varas da cobertura [Roque, 2002], tal como mostra a Figura 75.

Uma correcta intervenção ao nível da cobertura, pode evitar o aparecimento dos mecanismos de dano 2, 10, 16, 19, 20 e 21.

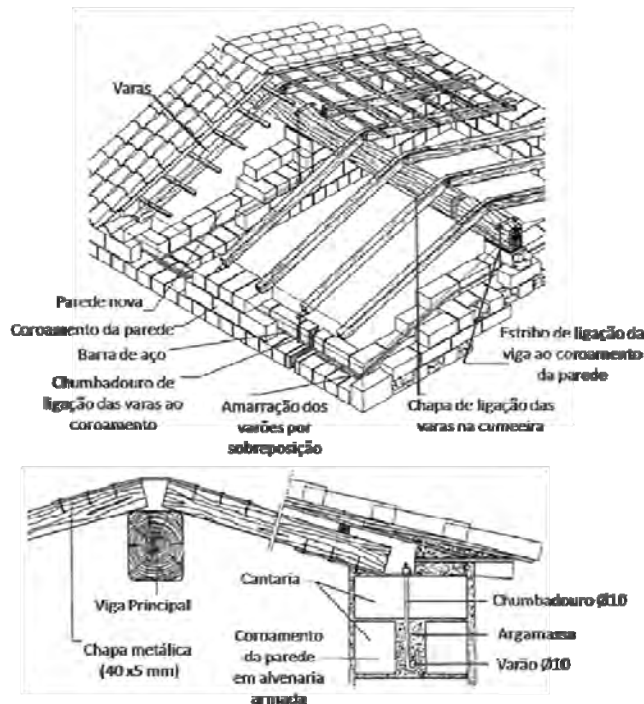


Figura 75. Pormenores do reforço de ligação paredes-cobertura (adaptado de [Giuffrè, 1993])

#### 4.4 Intervenções para aumentar a resistência da alvenaria de pedra

As intervenções em alvenarias têm como objectivo a reparação de paredes danificadas e o melhoramento das suas propriedades mecânicas. Para executar este reforço deverá ter-se em consideração a compatibilidade entre os materiais a aplicar e os que constituem a alvenaria.

Pretende-se com esta intervenção proporcionar à parede uma resistência substancialmente uniforme e uma continuidade da rigidez executando, quando necessário, o preenchimento de zonas com falta de alvenaria [Linee Guida, 2006]. A reabilitação das zonas de parede fissuradas ou com falta de elementos, deve ser efectuada pelo método de desmonte e reconstrução tal como é explicado no ponto 4.1.5.

Intervenções que melhorem as propriedades mecânicas das alvenarias diminuem a probabilidade de aparecimento dos mecanismos de dano 3, 6, 11, 17, 23, e 27.



#### 4.4.1 Injecções

Esta técnica consiste na emissão de uma calda fluida (cimentícia, hidráulica ou de resinas orgânicas) em furos previamente efectuados nas paredes (ver Figura 76), com o objectivo de preencher cavidades existentes sejam elas fissuras ou vazios interiores, melhorando as características mecânicas da alvenaria a reforçar. Em geral, é usada uma calda de ligante com água sem areia, no entanto, se os vazios são de grande dimensão é preferível injectar uma argamassa ou betão de consistência fluida [Roque, 2002]

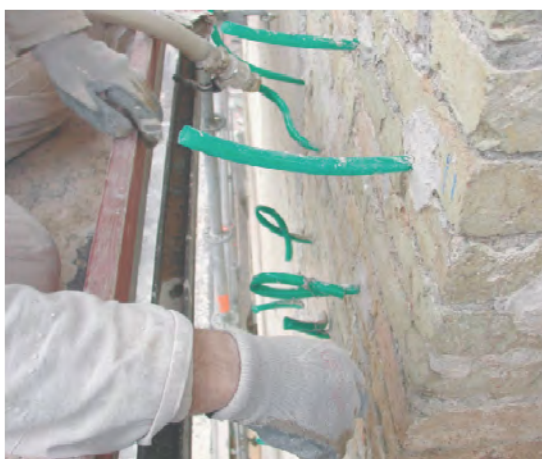


Figura 76. Execução de injecções numa parede de alvenaria (adoptado de [Lagomarsino, 2008])

Tal intervenção não é aplicável, ou é pouco eficiente, em alvenarias com baixo índice de vazios, e deverá ser cuidadosa a escolha da mistura a injectar de modo a evitar incompatibilidades físicas, químicas ou mecânicas com a alvenaria a reforçar.

#### 4.4.2 Reconstrução de juntas

A aplicação desta técnica em profundidade em ambos os lados da parede, pode melhorar as suas características mecânicas em particular nos casos de alvenaria não muito espessas (ver Figura 77). Se pelo contrário estivermos perante paredes de média ou elevada espessura, tal intervenção pode não ser suficiente para garantir um aumento da resistência, devendo para isso ser combinada com outro reforço.



Figura 77. Reconstrução de juntas (adaptado de [Lagomarsino, 2008])

A eventual introdução de pequenos varões de aço nas juntas pode melhorar a eficácia da intervenção [Lagomarsino, 2008].

#### 4.4.3 Pregagens transversais

A inserção de tirantes transversais na alvenaria constitui um reforço subtil para confinar a sua secção. De acordo com Roque [2002] devem ser convenientemente e distribuídas as barras de aço transversais à parede (tirantes transversais) com tratamento anti-corrosão e dotadas de dispositivos nas extremidades que permitam a sua amarração nas faces exteriores dos paramentos. Para permitir um pré-aperto é usual os tirantes serem roscados na(s) extremidade(s). O efeito de confinamento transversal depende da eficácia da ligação ou ancoragem dos tirantes.

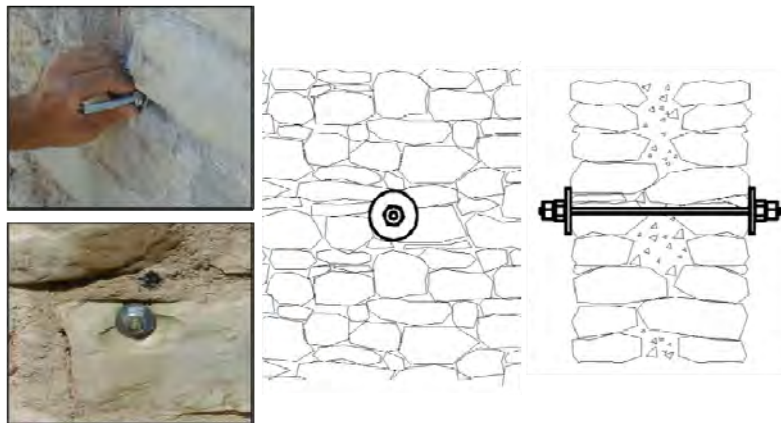


Figura 78. Pregagens transversais com tirantes (adaptado de [Lagomarsino, 2008])

#### 4.4.4 Rebocos armados

A aplicação de rebocos armados constitui um reforço útil em alvenarias gravemente danificadas e incoerentes sobre as quais não é possível intervir com outras técnicas. A eficácia desta intervenção apenas é garantida quando executada correctamente, sendo necessário recorrer a pregagens transversais de ancoragem destas armaduras [Linee Guida, 2006].

O efeito dos rebocos armados reflecte-se na melhoria da resistência superficial à tracção e ao corte das paredes, bem como no controle da sua fendilhação e, nalguns casos, na melhoria da continuidade da ligação entre elementos (por exemplo entre paredes ortogonais) [Roque, 2002].



Figura 79. Alvenaria reforçada com reboco armado (adaptado de [Lagomarsino, 2008])

#### 4.4.5 Encamisamento

O encamisamento, vulgarmente conhecido por “jacketing”, consiste na aplicação, num ou em ambos os lados da parede, de uma fina camada de betão reforçado com malha de aço fixada à parede existente através de pregagens (ver Figura 80), num processo semelhante ao dos rebocos armados [Roque, 2002].

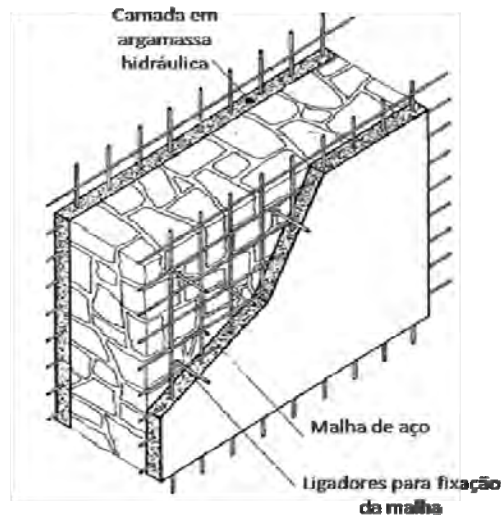


Figura 80. Encamisamento (jacketing) de uma parede de alvenaria (adaptado de [Meli, 2008])

Este tipo de técnica de intervenção é bastante invasivo, não sendo por isso coerente com os princípios de conservação. Apesar de melhorar significativamente a resistência da alvenaria, altera por completo o comportamento original da estrutura perante a acção sísmica, o que nem sempre é favorável. Tal intervenção deve ser executada apenas em casos em que a alvenaria se encontra gravemente danificada e quando é impossível intervir com outros métodos [Linee Guida, 2006].

### 4.5 Intervenções em pilares e colunas

Tendo em conta que elementos como pilares e colunas são essencialmente construídos para suportar cargas verticais com modesta excentricidade, as intervenções de reforço devem ter como finalidade de: i) reconstituir a resistência inicial destes elementos ao esforço axial; ii) eliminar ou reduzir a interacção que provoca o impulsionamento para fora do plano de outros elementos; iii) reconstituir as ligações de forma a transferir as acções horizontais a elementos de alvenaria de maior rigidez.

A aplicação de cintas constituídas por mantas ou tiras de *FRP* (ver Figura 81), eventualmente, combinadas com pregagens transversais que cruzam a secção em direcções ortogonais, melhora o confinamento dos elementos aumentando a sua resistência ao corte e à compressão [Roque, 2002].

Tais intervenções melhoram o comportamento das colunas perante a acção sísmica reduzindo a probabilidade do aparecimento dos mecanismos de danos 4, 5, 7, 8, 9, 12, 13, 15, 26, 28 e 29.



Figura 81. Consolidação de pilares e colunas com cintas em FRP (adaptado de [Lagomarsino, 2008])

#### 4.6 Intervenções em fundações

Segundo o documento *Linee Guida* (2006), os danos observados em edifícios históricos após a ocorrência de um sismo, raramente têm como causa o mau funcionamento das suas fundações. São dispensáveis intervenções ao nível das fundações sempre que se verifiquem as seguintes condições:

- 1) Não existirem significativos deslocamentos que possam ter sido gerados por assentamentos nas fundações, tendo a garantia que nenhum assentamento desta natureza tenha sido verificado no passado;
- 2) As intervenções realizadas na restante estrutura não provocaram qualquer alteração ao esquema estático do edifício;
- 3) As mesmas intervenções não causaram alterações relevantes nas cargas transmitidas às fundações
- 4) Ter sido ignorado na fase de construção, a possibilidade de mecanismos de dano para fora do seu plano, como por exemplo, o destacamento da fachada das paredes e consequente movimento desta para fora do plano.



No caso de alguma destas condições não se verificar, deve-se intervir ao nível das fundações, com vista a obter uma distribuição o mais uniformemente possível das tensões transmitidas ao solo. Para este efeito, são geralmente preferíveis as intervenções de aumento das dimensões da base (Figura 82), no entanto poderá recorrer-se a uma melhoria local dos solos subjacentes [Linee Guida, 2006].

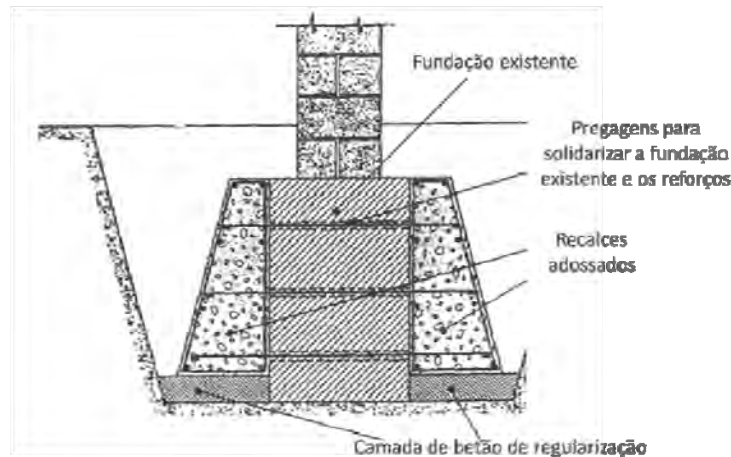


Figura 82. Ampliação da superfície de contacto solo-sapata com blocos de betão armado adjacentes ligados à sapata existente por pregagens transversais [Meli, 1998].

As intervenções em fundações de paredes com tendência a ter movimento para fora do plano, tal como acontece nos mecanismos 1, 10, 16 e 22, pode ser também uma boa solução de reforço.

#### 4.7 Intervenções em elementos não estruturais

Para a avaliação da vulnerabilidade sísmica dos elementos não estruturais (objectos, parapeitos, pináculos etc.), será necessário ter em conta a amplificação da aceleração às diversas cotas, assim como a interacção dinâmica entre estes elementos e a estrutura. Intervenções que reforcem as ligações destes elementos com a estrutura, aumento das dimensões da base de apoio ou execução de restrições laterais [Linee Guida, 2006]. Este reforço pode evitar a usual queda de objectos (mecanismo 26).

#### 4.8 Possíveis intervenções nas igrejas dos Açores

Como resumo do presente capítulo, são apresentados na Tabela 26 os mecanismos que cada reforço pode evitar quando aplicadas correctamente aos diferentes macro-elementos.

Tabela 26. Mecanismos de dano que cada reforço pode evitar

		MECANISMOS DE DANO										
		Fachada	Nave	Transepto	Arco Triunfal	Cúpula	Abside	Cobertura	Capelas/ Corpos adjacentes	Objectos	Torres Sineiras	Coro Alto
1	Tirantes pré-esforçados	1,3	5,7, 8,9	10, 12	13		18		22,24, 25		27	
2	Ref. de abóbadas com FRP		5,7, 8,9	12		14	18		24			
3	Coroamento das paredes	1,2		10			16	19,20, 21	22			
4	Cintas metálicas (interior)	1		10			16		22		27	29
5	Reforço cobertura-paredes	1,2		10			16	19,20, 21				
6	Reforço da alvenaria	3	6	11					23		27	
7	Pilares e colunas com FRP/ barras de aço	4	5,7, 8,9	12	13	15				26	28	29
8	Fixação de objectos									26		
9	Reforço de fundações	1		10			16		22			

Com esta informação, foi possível introduzir na base de dados uma tabela (Tabela 27) que sugere possíveis intervenções nos macro-elementos danificados pelo sismo de 1998 nas dezasseis igrejas dos Açores estudadas. Nesta tabela as células não preenchidas traduzem a não necessidade de intervenção devido a danos, no entanto num projecto de reabilitação e reforço sísmico deve ter-se em conta a vulnerabilidade dos elementos. Apesar de não se observar danos num certo macro-elemento, deve ser feita uma análise da sua vulnerabilidade no sentido de definir a necessidade de reforço com o objectivo de prevenir um futuro aparecimento de danos.

Tabela 27. Sugestão de reforço para as igrejas dos açores estudadas

NECESSIDADE E SUGESTÃO DE REFORÇO											
ID Igrejas	Fachada	Nave	Transepto	Arco Triunfal	Cúpula	Abside	Cobertura	Capelas/Corpos adjacentes	Objectos	Torres Sineiras	Coro Alto
I_1	1, 3, 4, 5, 6, 7, 9	1,2,6,7	--	--	--	--	--	1, 2, 3, 4,6,9	7, 8	1, 4, 6, 7	4, 7
I_2	1, 3, 4, 5, 6, 7, 9	1,2,6,7	--	1, 7	--	1, 2, 3, 4, 5,9	3, 5	--	--	1, 4, 6, 7	4, 7
I_3	1, 3, 4, 5, 6, 7, 9	--	--	--	--	--	3, 5	1, 2, 3, 4,6,9	7, 8	--	--
I_4	1, 3, 4, 5, 6, 7, 9	--	--	--	--	--	--	--	--	1, 4, 6, 7	4, 7
I_5	1, 3, 4, 5, 6, 7, 9	1,2,6,7	--	--	--	--	3, 5	1, 2, 3, 4,6,9	--	--	4, 7
I_6	1, 3, 4, 5, 6, 7, 9	--	--	--	--	--	3, 5	--	--	--	--
I_7	1, 3, 4, 5, 6, 7, 9	1,2,6,7	--	--	--	--	--	--	--	1, 4, 6, 7	4, 7
I_8	1, 3, 4, 5, 6, 7, 9	--	--	--	--	--	--	--	--	1, 4, 6, 7	--
I_9	1, 3, 4, 5, 6, 7, 9	1,2,6,7	--	1, 7	--	--	--	1, 2, 3, 4,6,9	--	1, 4, 6, 7	4, 7
I_10	1, 3, 4, 5, 6, 7, 9	1,2,6,7	--	--	--	--	3, 5	--	--	1, 4, 6, 7	4, 7
I_11	1, 3, 4, 5, 6, 7, 9	--	--	--	--	--	3, 5	--	--	--	--
I_12	1, 3, 4, 5, 6, 7, 9	1,2,6,7	--	--	--	1, 2, 3, 4, 5,9	3, 5	1, 2, 3, 4,6,9	7, 8	1, 4, 6, 7	4, 7
I_13	1, 3, 4, 5, 6, 7, 9	--	--	1, 7	--	1, 2, 3, 4, 5,9	--	1, 2, 3, 4,6,9	--	1, 4, 6, 7	4, 7
I_14	1, 3, 4, 5, 6, 7, 9	1,2,6,7	--	1, 7	--	1, 2, 3, 4, 5,9	3, 5	1, 2, 3, 4,6,9	7, 8	1, 4, 6, 7	4, 7
I_15	1, 3, 4, 5, 6, 7, 9	1,2,6,7	--	--	--	1, 2, 3, 4, 5,9	3, 5	1, 2, 3, 4,6,9	--	1, 4, 6, 7	4, 7
I_16	1, 3, 4, 5, 6, 7, 9	1,2,6,7	--	--	--	--	--	--	--	1, 4, 6, 7	--

Nesta tabela cada algarismo corresponde a um reforço, de acordo com a Tabela 26. Pode observar-se, por exemplo, que todas as igrejas necessitam intervenções na fachada, e deve



ser escolhida intervenção mais adequada tendo em conta o tipo e o grau de dano encontrado e as características de cada igreja.

Uma vez que no Capítulo 3 da presente dissertação é estudada a vulnerabilidade associada ao macro-elemento campanário, podemos concluir com a elaboração deste capítulo que a aplicação de barras de aço associada à execução de um reboco armado pelo exterior (ver Figura 83), ou por ambos os lados das colunas, é uma possível intervenção com vista a reduzir a vulnerabilidade da secção crítica. Esta solução proporcionaria um aumento da resistência dos pilares à tracção melhorando o comportamento do campanário à acção sísmica e minimizando a probabilidade de colapso por flexão composta na secção crítica identificada no Capítulo 3.

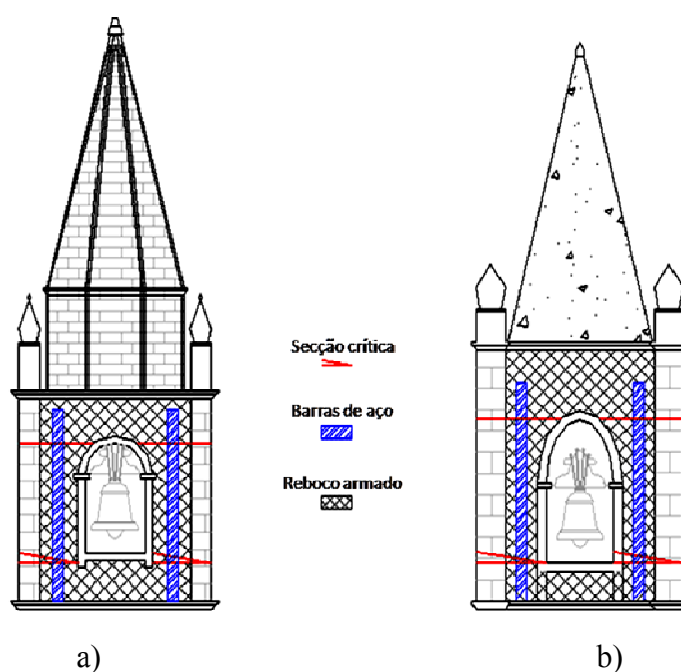


Figura 83. Possível reforço dos campanários estudados: a) Igreja da Madalena; b) Igreja de Bandeiras

## 4.9 Comentários finais

A elaboração deste capítulo permitiu compreender quais as intervenções de reforço contribuem para uma melhor resposta das igrejas à acção sísmica. Tais intervenções podem ser de carácter global, contribuindo para um melhor comportamento conjunto da estrutura, ou pontual melhorando, por exemplo, a resistência de certos elementos. De salientar que existem muitas mais possibilidades de reforço, no entanto apenas foram consideradas as mais usuais e aconselhadas, tendo sempre como base o documento italiano *Linee Guida* [2006].

## **5- CONCLUSÕES FINAIS E PERSPECTIVAS DE TRABALHO FUTURO**

### **5.1 Conclusões e comentários finais**

Esta dissertação tinha como principal objectivo avaliar a vulnerabilidade sísmica do património religioso das ilhas do Faial e do Pico.

É importante referir que este tipo de trabalho deveria ser realizado pouco tempo depois da ocorrência do sismo de 1998 nos Açores, enquanto era possível um levantamento pormenorizado dos danos, com vista a uma posterior aplicação das metodologias apresentadas. Sendo à partida a identificação e classificação dos danos e das vulnerabilidades da estrutura um processo caracterizado por alguma subjectividade, a avaliação feita através do registo fotográfico é bastante complexa e por vezes limitativa na obtenção de resultados rigorosos.

Apesar das limitações na avaliação das igrejas dos Açores, este trabalho foi também desenvolvido com o intuito de apresentar métodos de inspecção e registo, imprescindíveis para apoiar estratégias de intervenção futuras, optimizando este processo quer em situação pós-sismo como no reforço com vista à mitigação do risco sísmico deste património. Para tal foram efectuados as seguintes tarefas:

- i) Elaboração de fichas de levantamento de dano no sentido de avaliar as condições de segurança das igrejas após a ocorrência de um sismo, permitindo definir a viabilidade da sua utilização, a possível implementação de medidas que evitem o colapso de partes do edifício e posteriormente definir prioridades de intervenção;
- ii) Criação de fichas que permitam uma correcta classificação da vulnerabilidade associada aos elementos que constituem as igrejas, contribuindo assim para um conhecimento pormenorizado das suas fragilidades, e consequentemente uma escolha de um reforço sísmico adequado;
- iii) Concepção de uma base de dados relacional que armazene automaticamente toda a informação recolhida nas fichas de levantamento, fazendo referência aos possíveis reforços de cada macro-elemento danificado pelo evento sísmico.

A sintetização de toda esta informação na base de dados, permite não só uma percepção do estado de dano e segurança sísmica das igrejas, como também apoiar a estimativa de custos de intervenção.

Apesar de apenas terem sido estudadas dezasseis igrejas e tendo em conta todas as limitações associadas à classificação dos danos e vulnerabilidade sísmica dos macro-elementos, os resultados obtidos são bons, permitindo concluir que a metodologia utilizada é fiável na avaliação da vulnerabilidade do património religioso.

Relativamente à avaliação da vulnerabilidade dos campanários realizada no Capítulo 3, pode-se concluir que a aplicação de modelos mecanicistas simplificados fornece indicações úteis e fiáveis acerca da vulnerabilidade destes macro-elementos, permitindo: i) determinar com rigor a secção crítica de elementos como campanários e torres sineiras; ii) calcular, embora aproximadamente, o valor da aceleração do solo correspondente ao colapso por flexão composta da secção mais vulnerável destes elementos.

Os valores aproximados da aceleração crítica de colapso obtidos para ambos os campanários estudados, são bastante baixos traduzindo assim a sua elevada vulnerabilidade.

Apesar do documento *Linee Guida* [2006] limitar a aplicação do modelo mecânico simplificado a macro-elementos que não estejam em contacto com outras partes da igreja, provou-se, pela avaliação dos resultados da avaliação da vulnerabilidade obtidos no estudo comparativo correspondentes às duas situações descritas, a utilidade desta consideração na compreensão da influência da altura a que se encontra o campanário para a avaliação da sua vulnerabilidade. Os valores da aceleração crítica considerando o campanário no topo da torre isolada são mais desfavoráveis devido à amplificação da aceleração do solo ao nível do campanário, devendo este aumento da vulnerabilidade ser tido em conta numa avaliação mais detalhada.

No Capítulo 4, é apresentado o estado da arte relativo a técnicas de reabilitação estrutural em igrejas, dando especial atenção a intervenções que melhorem o comportamento sísmico destes edifícios, permitindo compreender quais as soluções que podem evitar a activação dos diferentes mecanismos de dano. Conclui-se que tais intervenções podem ser de carácter global, contribuindo para um melhor comportamento conjunto da estrutura, ou pontual melhorando, por exemplo, a resistência de certos macro-elementos.

Com este estudo, foi possível completar a base de dados com uma tabela que sugere possíveis intervenções para reforço das dezasseis igrejas dos Açores estudadas, assim como uma possibilidade de intervenção para melhorar o comportamento sísmico dos campanários analisados no Capítulo 3.

## 5.2 Perspectivas de trabalhos futuros

Considera-se que esta dissertação contribui de forma positiva para o aumento do conhecimento do comportamento das igrejas à acção sísmica, podendo servir de ponto de partida para a elaboração de outros trabalhos no sentido de melhorar a metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica das igrejas. Indicam-se, de seguida, vários trabalhos que interessa desenvolver:

- A aplicação da metodologia proposta (cálculo dos índices de dano, vulnerabilidade e segurança sísmica) a outros casos de estudo, em particular situados em zonas com elevado risco sísmico;
- Melhorar a metodologia de inspecção apresentada, por exemplo, acrescentando novos mecanismos de dano ou definindo mais parâmetros a ter em conta na avaliação da vulnerabilidade sísmica de cada macro-elemento ( $V_k$ );
- A aplicação de modelos mecânicos simplificados a outros macro-elementos que constituem as igrejas (de referir que o documento *Linee Guida* [2006] apresenta um modelo mecânico simplificado de avaliação de arcos), no sentido de melhor compreender o seu comportamento sísmico e a sua vulnerabilidade, com o objectivo de identificar as zonas críticas do elemento a reforçar;
- Aplicação dos modelos mecânicos simplificados a mais casos de estudo no sentido de calibrar a metodologia, para que seja possível uma determinação mais rigorosa da aceleração do solo correspondente ao colapso do macro-elemento. Seria neste âmbito, interessante um estudo que avalie a amplificação da aceleração do solo à cota dos campanários, e a influência da ligação das torres com outras partes da igreja ou com edifícios adjacentes;
- Aplicação dos níveis de avaliação dois e três (LV2 e LV3), apresentado no documento *Linee Guida* [2006], com o intuito de apoiar o projecto de reforço, nomeadamente no que diz respeito à escolha do reforço sísmico mais adequado;
- Estudos sobre reforços e técnicas de intervenção inovadoras que melhorem o comportamento local ou global das igrejas à acção sísmica.

## **6- REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

### **A**

[Appleton, 1993] - Appleton, J. (1993). “Tecnologias de intervenção em edifícios antigos. Consolidação de estruturas”. Contribuição para um curso de introdução à reabilitação urbana. CCRLVT, Lisboa, Março 1993.

### **B**

[Binda e Saisi, 2008] - Binda, L.; Saisi, A. - artigo consultado em 15/11/08 - “State of the Art of Research on Historic Structures in Italy” – Dept. of Structural Engineering - Politécnico of Milan – Italy

### **C**

[Campos Costa, 1993] - Campos Costa, A. (1993). A acção dos sismos e o comportamento das estruturas; Tese de Doutoramento em Engenharia Civil. Universidade do Porto, Porto.

[Cansado Carvalho, 2007] - Cansado Carvalho, E. (2007). Anexo Nacional do Eurocódigo 8 – Consequências para o dimensionamento sísmico em Portugal - 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

[CEN, 2004] - Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance – Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardisation, Brussels.

[C.N.R., 2002] - C.N.R. D.A.S.T. U.O.I.G. - Consiglio Nazionale delle Ricerche, Dipartimento Attività Scientifiche e Tecnologiche, Unità Operativa Ingegneristico e Geologica - L'Aquila. “Studio per la vulnerabilità sismica degli edifici pubblici, strategici e di culto nei Comuni colpiti dal sisma del 31 ottobre 2002 - Decreto del Commissario delegato n.29 del 6.8.03” - allegato c3 metodologia per la valutazione del danno e della vulnerabilità e manuale della scheda chiese di ii livello.

[Correia Guedes, 2008] - Correia Guedes, J. H. (2008) – “Sismo 1998 – Açores - Uma década depois”

[Costa e Vasconcelos, 1999] - Costa, A. e Vasconcelos, O. (1999) - Relatório de Inspeção das igrejas do Faial e do Pico - Açores

[Costa, 2008] - Costa, A. - artigo consultado em 16/11/08. “Segurança e Reforço Sísmico de Estruturas”

[Curti, 2007] - Curti, E. (2007) – “Vulnerabilità sismica delle torri campanarie: modelli meccanici e macrosismici” – Tese de Doutoramento da Università Degli Studi di Genova

[Curti, *et al.* 2007] - Curti, E., Parodi S., Podestà, S. (2007) “Il rilievo del danno e della vulnerabilità sismica degli edifici monumentali: le chiese” -Campobasso – 1 Febbraio 2007  
- Corso di formazione di Squadre NOPSA per il rilevamento del danno sismico al patrimonio culturale Modulo 4.1 - Vulnerabilità e danno: gli edifici.

## **D**

[DA, 2008] - Diário dos Açores (10/07/2008). “Parque habitacional do Faial renovado 10 anos depois do sismo”.

[Delgado e Arêde, 2000] - Delgado, R. e Arêde, A. (2000). Apontamentos da disciplina de Dinâmica de Estruturas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

[Doglioni *et al.*, 1994] - Doglioni F., Moretti A., Petrini V., 1994, “Le chiese e il terremoto”. Lint, Trieste

## **E**

[Forjaz, 1999] - Forjaz, V.H. (1999). “Azores schematic geology”. Atlas Básico dos Açores, 2004.

## **G**

[Giuffrè, 1993] - Giuffrè, A. (1993). “Sicurezza e Conservazione dei Centri Storici. Il caso de Ortigia”. Codice di pratica per gli interventi antisismici nel centro storico. Editori Laterza

[GNDT, 2002] - GNDT (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terramoti) (2002). “Mitigazione del rischio sismico dei centri storici e degli edifici di culto dell’area del Matese nella Regione Molise”

[Grünthal, 1998] - Grünthal, G. (1998). European Macroseismic Scale 1998 – EMS-98 – Luxembourg 1998

[Guerreiro *et al.*, 1999] - Guerreiro, L., Azevedo, J., Proença, J.; Bento, R.; Lopes, M. (1999). “Damage in ancient churches during the 9 of July 1998 Azores earthquake”. 4° Encontro Nacional Sobre Sismologia e Engenharia Sismica FARO, 29-31 Outubro 1999

[Guerreiro *et al.*, 2000] - Guerreiro, L.; Azevedo, J.; Proença, J.; Bento, R.; Lopes, M. (2000). “Damage in ancient churches during the 9 of July 1998 Azores earthquake”. 12°WCEE, CD-ROM, paper n°780”.

## **L**

[Lagomarsino, 2006] - Lagomarsino, S (2006). “On the vulnerability assessment of monumental buildings” - Bulletin of Earthquake Engineering published by Springer (25 August 2006).

[Lagomarsino, 2007] - Lagomarsino (2007). “Seismic Vulnerability and Interventions in Historical Centers”. Encontro organizado pelo Gabinete de Candidatura à UNESCO - Universidade de Coimbra, Câmara Municipal de Coimbra e ICOMOS-Portugal

[Lagomarsino, 2008] - Strategie e tecniche per il consolidamento strutturale – apresentação (pp) - Potenza - ottobre 2008

[Lagomarsino e Podestà, 2005] - Lagomarsino, S. e Podestà, S. (2005). Inventario e vulnerabilità del patrimonio monumentale dei parchi dell'Italia centro-meridionale e meridionale, Vol.III - Analisi di vulnerabilità e rischio degli edifici monumentali, INGV/GNDT - Istituto Nazionale di geofisica e Vulcanologia / Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, L'Aquila, 2005.

[Lagomarsino e Podestà 2008] - Lagomarsino, S.; Podestà, S. - “Seismic vulnerability of ancient churches. Part1: damage assessment and emergency planning” – Artigo consultado em (22/10/08).

[Leão, 1999] - Leão, J. P. (1999). Plantas e alçados das igrejas da Madalena e de Bandeiras – desenhos AutoCad

[Linee Guida, 2006] - Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni (elaborate in concerto dal Dipartimento della Protezione Civile e dal Ministero per i Beni e Attività Culturali, con il parere favorevole del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici), 21 luglio 2006

## **M**

[Madeira e Silveira] - Madeira, J. e Silveira, A. (2007). Tectónica e sismicidade na ilha do Faial e o sismo de 9 de Julho de 1998. Boletim do Núcleo Cultural da Horta, 16: 61-79.

[Martins e Mendes, 2001] - Martins, I. e Mendes, V. L. A. (2001). “Contribuição para o estudo da sismicidade da região oeste da península ibérica” - Instituto Geofísico do Infante D. Luís – Universidade de Lisboa.

[Meli, 1998] - Meli, R.(1998). “Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos”. Fundación ICA, México.

[Marche, 2000] - CD-ROM – Terramoto de Marche 2000

## **N**

[NESDE, 2005] - Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de estruturas (2005). “Sismicidade e tectónica em Portugal”. LNEC

[NA, 2008] - NP EN 1998-1 . Anexo Nacional do EC8 - Versão Final 17 de Fevereiro de 2008

## **O**

[Oliveira, 1998] - Nunes, J; França, Z.; Oliveira, C. and Ortiz, R. (1998) “Seismic intensities distribution on the Pico island for the 9 of July, 1998 earthquake: morphological, geological and tectonical conditions“. APMG First Symposium on Meteorology and Geophysics, Lagos, Portugal.

[OPCM 3431, 2005] - OPCM 3431 (2005). Ulteriori modifiche ed integrazioni ll'Ordinanza n.3274 del 20/3/2003, recante Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica'

## **R**

[Roque, 2002] - Roque, J. C. A. (2002). “Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria”. Tese de Mestrado da Universidade do Minho.

## **T**

[TT, 2008] - Brazão Farinha, J. S. (2008). Tabelas Técnicas

## **V**

[Vicente, 2008] - Vicente, R. S. (2008). “Estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação urbana - Avaliação da vulnerabilidade e do risco sísmico do edificado da Baixa de Coimbra“ – Tese de doutoramento da Universidade de Aveiro



# **ANEXO A**

## **FICHAS DE INSPECÇÃO E REGISTO**

## A - FICHA PARA O LEVANTAMENTO DE DANOS – IGREJAS

Data:  Ficha nº:  Técnico(s) Responsável (eis):

## A1 - IDENTIFICAÇÃO DA IGREJA

1.1 ID:   
 1.2 Igreja:   
 1.3 Classificação do monumento:  complexo  0  individual  0  
 1.4 Denominação monumento complexo:   
 1.5 Propriedade:  1.4.1 Contacto:

## A2 - LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA

2.1 Distrito:  2.3 Freguesia:   
 2.2 Concelho:  2.4 Rua/Praça:

## A3 - IMPORTÂNCIA E USO

3.1 importância: limitada  0 média  0 elevada  0  
 3.2 uso: raro  0 frequente  0 muito frequente  0

## A4 - CARACTERÍSTICAS DO LOCAL

4.1 Posição: isolada  0 agrupado pelo lado esquerdo  0 direito  0  
 4.2 Terreno: plano  0 inclinado  0 elevada inclinação  0  
 4.3 Acesso: pedonal  0 meios pesados  0 c/ estacionamento  0  
 automóvel  0

## A5 - INFORMAÇÃO HISTÓRICA

5.1 Construção: Século   
 5.2 Inscrição no frontão:   
 5.2 Ano da última transformação:

## A6 - CARACTERÍSTICAS GERAIS

6.1 Croquis:   
 6.2 Área Total [m<sup>2</sup>]:   
 6.3 Comprimento Total [m]:   
 6.4 Nº Corpos Adjacentes:   
 6.5 Nº Naves:   
 6.6 Nº Arcos x Nº Arcadas:   
 6.7 Vão dos Arcos [m]:   
 6.8 Pilares dos Arcos [m<sup>2</sup>]:   
 6.8 Nº Torres:   
 6.9 Disposição das Torres: isoladas  0 agregadas  0 incorporadas  0  
 6.10 Paredes:  
     6.10.1 Materiais: pedra  0 betão  0  
     6.10.2 Densidade [Kg/m<sup>3</sup>]:

# FICHAS DE INSPECÇÃO E REGISTO – IGREJAS

6.10.3	Módulo de Elasticidade [Gpa]	
6.10.4	Tensão de Rotura [Mpa]	
6.10.5	Coesão [N/m <sup>2</sup> ]	
6.10.6	Ensaio Realizados	
6.10.7	Estado de Conservação	<div> <div>mau</div> <div>0</div> <div>razoável</div> <div>0</div> <div>bom</div> <div>0</div> </div>

## A7 - FACHADA

Revestimentos Originais:	reboco de barro e cal	0	reboco de cimento	0	cantaria à vista	0	azulejos	0
7.1 Espessura das Paredes [m]:								
7.2 Orientação da Fachada:								
7.3 Existência de Reforço Sísmico:	0		(intervenção antiga)					
7.4 Registo Fotográfico:	0				data:			

## A8- NAVE

8.1 Altura da Nave Central [m]:	
8.2 Vão da Nave Central [m]:	
8.3 Altura das Naves Laterais [m]:	
8.4 Vão das Naves Laterais [m]:	
8.5 Comprimento [m]:	
8.6 Área total das naves [m <sup>2</sup> ]	
8.7 Existência de Reforço Sísmico:	0
8.8 Registo Fotográfico:	0

**A9- TRANSEPTO**

9.1 Espessura das Paredes [m]:

9.2 Altura [m]:

9.3 Largura [m]:

9.4 Comprimento [m]:

9.5 Existência de Reforço Sísmico:

0

(intervenção antiga)

9.6 Registo Fotográfico:

0

data:

**A10- ARCO TRIUNFAL**

10.1 Vão [m]:

10.2 Dimensões:

[m x m]

10.3 Existência de Reforço Sísmico:

0

(intervenção antiga)

10.4 Registo Fotográfico:

0

data:

**A11- CÚPOLA**

11.1 Existência de Reforço Sísmico:

0

(intervenção antiga)

11.2 Registo Fotográfico:

0

data:

**A12- ABSIDE**

12.1 Espessura das Paredes [m]:

12.2 Altura [m]:

12.3 Largura [m]:

12.4 Comprimento [m]:

12.5 Existência de Reforço Sísmico:

0

(intervenção antiga)

12.6 Registo Fotográfico:

0

data:

**A13- COBERTURA**

13.1 Materiais:

estrutura:

madeira

0

metálica

0

betão

0

mista

0

telha:

13.2 Estado de Conservação:

mau

0

razoável

0

bom

0

13.3 Nº de Águas:

13.4 Existência de Reforço Sísmico:

0

(intervenção antiga)

13.5 Registo Fotográfico:

0

data:

**A14- CAPELAS / CORPOS ADJACENTES**

14.1 Espessura das Paredes [m]:

[m]

14.2 Altura [m]:

[m]

14.3 Largura [m]:

[m]

14.4 Comprimento [m]:

[m]

14.5 Existência de Reforço Sísmico:

0

(intervenção antiga)

14.6 Registo Fotográfico:

0

data:

**A15- TORRES SINEIRAS**

<b>15.1 Espessura das Paredes [m]:</b>	até 2/3 da altura	<input type="text"/>	> 2/3 da altura	<input type="text"/>
<b>15.2 Altura [m]:</b>	<input type="text"/>			
<b>15.3 Dimensões em planta:</b>	<input type="text"/>		[m x m]	
<b>15.4 Existência de Reforço Sísmico:</b>	<input type="text" value="0"/>	(intervenção antiga)		
<b>15.5 Registo Fotográfico:</b>	<input type="text" value="0"/>	data: <input type="text"/>		

**A16- CORO-ALTO**

<b>16.1 Existência de Coro Alto:</b>	<input type="text" value="0"/> sim	<input type="text" value="0"/> não
<b>16.2 Materiais:</b>	<input type="text" value="0"/> madeira	<input type="text" value="0"/> metálica
<b>16.3 Estado de Conservação:</b>	<input type="text" value="0"/> mau	<input type="text" value="0"/> razoável
<b>16.4 Dimensões em planta:</b>	<input type="text"/>	[m x m] (comp x largura)
<b>16.5 Tipo de apoio:</b>	<input type="text" value="0"/> apenas nas paredes	<input type="text" value="0"/> com apoios centrais (pilares ou arcos)
<b>16.6 Acesso a torre pelo coro-alto:</b>	<input type="text" value="0"/>	
<b>16.7 Existência de Reforço Sísmico:</b>	<input type="text" value="0"/>	(intervenção antiga)
<b>16.8 Registo Fotográfico:</b>	<input type="text" value="0"/>	data: <input type="text"/>

**A17 - OBSERVAÇÕES:**

## B - FICHA PARA CLASSIFICAÇÃO DE DANOS E VULNERABILIDADE – IGREJAS

existência de dano		0	Overtipping of the façade	Damage mode	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$	
1-façade	damage		Detachment of the façade from the walls or evident out of plumb	I	1		-----	
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>					<b>Vk (0-3)</b>	(Vki-Vkp)
		1- Presence of longitudinal connection						-----
		2- Presence of effective elements of contrast (buttresses, leaning buildings)						
		3- Good quality clamping between the façade and side-walls of the nave						
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>						
1- Presence of thrusting elements (roof rafters, vaults, arches)								
2- Presence of large openings in side-walls near corners								
0		Damage at the top of the façade		Damage mode	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$	
2-façade	damage		Overtipping of the gable, with horizontal or V-shaped cracking - Desegregation of masonry or shifting of tie-beams — Rotation of the trusses	I	1		-----	
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>					<b>Vk (0-3)</b>	(Vki-Vkp)
		1- Presence of local connections to roof elements						-----
		2- Presence of roof braces						
		3- Presence of lightweight tie-beams (steel, reinforced masonry or other)						
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>						
		1- Presence of large openings (rose windows)						
		2- Presence of large and heavy towering gable						
3- Rigid tie-beams, ridge beams in r.c., heavy roof coverings in r.c.								
0		Shear mechanisms in the façade		Damage mode	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$	
3-façade	damage		Diagonal cracking (shear) — Vertical or arched cracking (rotation) - Other cracking or bulging	II	1		-----	
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>					<b>Vk (0-3)</b>	(Vki-Vkp)
		1- Presence of tie-rods placed at the rear of the façade						-----
		2- Lateral contrast supplied by leaning building; churches in an aggregate						
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>						
		1- Presence of large or numerous openings (even if in-filled)						
2- Thin vertical elements (ratio between height and width)								

<b>0</b>	<b>Narthex</b>		Damage mode (I or II)	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$	
<b>4-façade</b>	damage	Cracking in the arches or in the entablature due to column rotation — Detachment of the façade — Pounding				-----	
	<b>Vulnerability</b>	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>				<b>Vk</b> (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Presence of tie-rods					-----
		2- Presence of adequately sized columns/pillars					
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>					
1- Presence of thrusting (arches, vaults)							
<b>0</b>	<b>Transversal vibration of the nave</b>		Damage mode	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$	
<b>5-nave</b>	damage	Cracking in transversal arches (that might extend in the vaults) - Rotation in side walls — Shear cracking in vaults — Out of plumb and crushing of columns	I	1		-----	
	<b>Vulnerability</b>	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>				<b>Vk</b> (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Presence of pilasters or external buttresses					-----
		2- Presence of adjacent leaning buildings					
		3- Presence of transverse tie-rods					
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>					
		1- Presence of very thin walls					
2- Presence of vaults and arches							
<b>0</b>	<b>Shear mechanisms in the side walls</b>		Damage mode	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$	
<b>6-nave</b>	damage	Diagonal cracking (single or crossed) — Cracking next to wall discontinuity	II	1		-----	
	<b>Vulnerability</b>	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>				<b>Vk</b> (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Good quality masonry (without different construction phases)					-----
		2- Presence of good architraves over the openings					
		3- Presence of lightweight tie-beams (steel, reinforced masonry, or others)					
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>					
		1- Presence of large openings or wide zones with limited masonry thickness					
2- Very rigid tie-beams, heavy r.c. roof covering							



0	Longitudinal response of the colonnade		Damage mode	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$	
7-nave	damage	Cracking in the arches or in longitudinal architraves—Crushing and/or cracking at the base of the pillars — Shear cracking in vaults or lateral naves	I	1		-----	
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>				Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Presence of longitudinal tie-rods					-----
		2- Presence of buttresses in the facade					
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>					
1- Presence of heavy vaults in the central nave							
	2- Heavy cr. roof coverings, very thick cc. concrete capping in the vaults						
0	Vaults of the nave		Damage mode (I or II)	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$	
8-nave	damage	Cracking in the vault of the central nave — Detachment of the vaults from the arches		1		-----	
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>				Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Presence of effectively placed tie-rods					-----
		2- Presence of external or internal buttresses					
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>					
		1- Presence of concentrated loads from the roof structure					
2- Thin vaults, especially if on a wide span							
	3- Presence of lunettes or interruptions and irregularities to the sides of the vaults						
0	Vaults of the aisles		Damage mode (I or II)	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$	
9-nave	damage	Cracking in vaults or detachment from the arches or the side walls		1		-----	
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>				Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Presence of effectively placed tie-rods					-----
		2- Presence of external or internal buttresses					
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>					
		1- Presence of concentrated loads from the roof structure					
	2- Thin vaults, especially if on a wide span						
	3- Presence of lunettes or interruptions and irregularities to the sides of the vaults						

0	<b>Overturning of the transept facade</b>		Damage mode	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$	
10-transept	damage	Detachment of the end wall from the side walls — Overturning or displacement of the gable	I			-----	
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>				Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Presence of tie-rods					-----
		2- Presence of effective propping elements (buttresses, leaning buildings)					
		3- Good connection with roof covering (tie-beams, braces)					
		4- Good quality side wall to facade clamping					
		5- Presence of light weight tie-beams (steel, reinforced masonry, or others)					
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>					
		1- Presence of rigid tie-beams, top beams in r.c., heavy roof coverings					
	2- Presence of large openings in the facade (rose windows) and/or in side walls						
3- Presence of large and heavy towering gable							
0	<b>Shear mechanisms in the transept walls</b>		Damage mode	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$	
11-transept	damage	Diagonal cracking (single or crossed) — Cracking next to wall discontinuities	II			-----	
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>				Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Good quality masonry (without different construction phases)					-----
		2- Presence of good architraves over the openings					
		3- Presence of light weight tie-beams (steel, reinforced masonry, or others)					
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>					
		1- Presence of stiff tie-beam, heavy roof coverings					
	2- Presence of large openings or wide areas with masonry of limited thickness						
0	<b>Vaults of the transept</b>		Damage mode (I or II)	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$	
12-transept	damage	Cracking in the vaults or detachment from the arches and or the side walls				-----	
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>				Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Presence of effectively placed tie-rods					-----
		2- Presence of external or internal buttresses					
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>					
		1- Presence of concentrated loads from the roof structure					
		2- Thin vaults, especially if on a wide span					
	3- Presence of lunettes or interruptions and irregularities to the sides of the vaults						

0	Triumphal arches		Damage mode	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$
13-triumphal arches	damage	Cracking in the arch — Sliding of the ashlars—Crushing or horizontal cracking at the base of piers	II	1		-----
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>			Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Stiff lateral walls (low ratio arch span/width of the nave, transept, and other macro elements)				-----
		2- Presence of effectively placed tie-rods				
		3- Well-hewn key stones and/or adequate arch thickness				
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>				
		1- Presence of heavy rc. roof covering				-----
		2- Presence of dome, drum or tiburio				
0	Dome, drum and tiburio		Damage mode (I or II)	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$
14-dome	damage	Cracking in the dome (curved) with eventual continuation to the drum		1		-----
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>			Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Presence of external rings, at differing heights				-----
		2- Presence of external buttresses or pilasters in the drum				
		3- Dome placed directly on triumphal arches				
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>				
		1- Presence of large openings in the drum				-----
		2- Presence of concentrated loads from the roof covering				
0	Lantern		Damage mode (I or II)	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$
15-dome	damage	Cracking to the smaller dome in the lantern — Rotation or displacement of the piers		0,5		-----
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>			Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Presence of tie-rods or external reinforcement rings				-----
		2- Presence of pilasters or buttresses				
		3- Small size compared to the dome				
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>				
		1- Very thin lanterns, with large openings and slender pillars				

0	Overturning of the apse		Damage mode	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$	
16-apse		Vertical or curved cracking in the walls of the apse — Vertical cracking in polygonal apses — U-shaped cracking in semi-circular apses	I	1		-----	
		<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>				Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Presence of reinforcement rings (semi-circular or polygonal apses) or tie-rods (rectangular apses)				-----	
		2- Presence of effective propping elements (buttresses, outlying buildings)					
		3- Presence of non-thrusting, braced roof					
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>					
		1- Presence of weakness due to openings (even in-filled) in the walls					
	2- Presence of thrusting vaults						
	3- Stiff tie-beams, heavy roof coverings, r.c. roof rafters						
0	Shear mechanisms in the presbytery and the apse		Damage mode	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$	
17-apse		Diagonal cracking (single or crossed) — Cracking next to masonry discontinuity	II	1		-----	
		<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>				Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Good quality masonry (without different construction phases)				-----	
		2- Presence of good architraves over the openings					
		3- Presence of light weight tie-beams (steel, reinforced masonry, or others)					
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>					
		1- Presence of rigid tie-beams, heavy roof coverings					
	2- Presence of large openings or areas with limited wall thickness						
0	Vaults in the presbytery and the apse		Damage mode (I or II)	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$	
18-apse		Cracking 'n vaults or detachment from arches or side walls				-----	
		<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>				Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Presence of effectively placed tie-rods				-----	
		2- Presence of internal or external buttresses					
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>					
		1- Presence of concentrated loads from the roof structure					
		2- Thin vaults, especially if on a wide span					
	3- Presence of lunettes or interruptions and irregularities to the sides of the vaults						

0	Roof mechanisms: side walls of nave and aisles		Damage mode (I or II)	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$	
19-roof	damage	Cracking near the head of wooden beams; sliding of the beams - Detachment between tie-beams and masonry - Significant displacement of covering carpet		1		-----	
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>				Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Presence of light weight tie-beams (steel, reinforced masonry, or others)					-----
		2- Presence of good wall to beam connections					
		3- Presence of roof braces (crossed planks or steel tie-rods)					
		4- Presence of good connections between roof elements					
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>					
		1- Presence of static thrusts in the roof					
2- Presence of rigid tie-beams, heavy roof coverings							
0	Roof mechanisms: transept		Damage mode (I or II)	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$	
20-roof	damage	Cracking near the head of wooden beams; sliding of the beams - Detachment between tie-beams and masonry — Significant displacement of the covering carpet				-----	
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>				Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Presence of light weight tie-beams (steal, reinforced masonry, or others)					-----
		2- Presence of good wall to beam connections					
		3- Presence of roof braces (crossed planks or steel tie-rods)					
		4- Presence of good connections between roof elements					
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>					
		1- Presence of static thrusts in the roof					
2- Presence of rigid tie-beams, heavy roof coverings							
0	Roof mechanisms: apse and presbytery		Damage mode (I or II)	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$	
21-roof	damage	Cracking near the head of wooden beams; sliding of the beams — Detachment between tie-beams and masonry — Significant displacement of the covering carpet		1		-----	
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>				Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Presence of light weight tie-beams (steel, reinforced masonry, or others)					-----
		2- Presence of good wall to beam connections					
		3- Presence of roof braces (crossed planks or steel tie-rods)					
		4- Presence of good connections between roof elements					
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>					
		1- Presence of static thrusts in the roof					
2- Presence of rigid tie-beams, heavy roof coverings							

0	<b>Overtuning of the chapels</b>		Damage mode	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$
22-chapels	damage	Detachment of the end walls from the side walls	I			-----
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>			Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Presence of effective propping elements (buttresses, leaning buildings)				-----
		2- Presence of reinforcement rings or tie-rods				
		3- Good quality end wall to side wall clamping				
<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>						
1- Presence of great weaknesses due to wall openings						
0	<b>Shear mechanisms in the chapel walls</b>		Damage mode	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$
23-chapels	damage	Diagonal cracking (single or crossed) — Cracking next to masonry discontinuity	II			-----
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>			Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Good quality masonry (without different construction phases)				-----
		2- Presence of good architraves over the openings				
		3- Presence of light weight tie-beams (steel, reinforced masonry, or others)				
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>				
		1- Presence of rigid tie-beams, heavy roof coverings				
2- Presence of large openings (even in-filled), masonry with limited thickness						
0	<b>Vaults of chapels</b>		Damage mode (I or II)	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$
24-chapels	damage	Cracking in the vaults or detachment from the walls				-----
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>			Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Presence of effectively placed tie-rods				-----
		2- Presence of internal or external buttresses				
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>				
		1- Presence of concentrated loads from the roof covering				
2- Thin vaults, especially if on a wide span						
3- Presence of lunettes or interruptions and irregularities to the sides of the vaults						

0	Interactions with adjacent buildings		Damage mode (I or II)	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$
25- adjacent buildings	damage	Displacement in correspondence with constructive discontinuity —Cracking in masonry due to pounding				-----
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>			Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Presence of adequate connections between the different phases of masonry construction				-----
		2- Presence of connecting tie-rods				
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>				
		1- Presence of a great difference in the stiffness between the two buildings				
		2- Possibility of concentration of seismic actions in connecting elements				
0	Projections (gable belfry, spires, pinnacles, statues)		Damage mode	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$
26-objects	damage	Permanent rotation or displacement — Cracking	I	0,8		-----
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>			Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Presence of connecting pins between the projection and the wall				-----
		2- Elements of small dimensions				
		3- Monolithic masonry (squared ashlar)				
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>				
		1- Very thin elements				
		2- Overhang support of the element on the underlying wall				
		3- Asymmetrical position of the element respect to the underlying structures				
0	Bell tower		Damage mode (I or II)	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$
27-bell tower	damage	Cracking next to the connection between the bell tower and the church — Shear cracking or sliding — Vertical or curved cracking (bulging of one or more corners)		1		-----
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>			Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Good quality uniform masonry (without different construction phases)				-----
		2- Presence of tie-rods at different heights				
		3- Presence of an adequate joint between the church walls (if adjacent)				
		4- Presence of good wall to wall connections in the church (if incorporated)				
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>				
		1- Presence of large openings at different heights				
		2- Asymmetrical support on the church wall at its base (incorporated towers)				
		3- Irregular support elements at ground level of towers (presence of arches on some sides, overhung walls)				

0	Belfry		Damage mode (I or II)	$\rho_k$	dk (0-3)	$\rho_k \times dk$
28-bell tower	damage	Cracking in arches — Rotation and sliding of piers		1		-----
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>			Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Presence of squat piers and/or arches with small openings				-----
		2- Presence of tie-rods or reinforcement rings				
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>				
1- Presence of heavy roof coverings or other significant weights						
		2- Presence of thrust from the roof covering				
0	High Choir		Damage mode (I ou II)	$\rho_k$	dk (0-5)	$\rho_k \times dk$
29- High Choir	damage	Cracking in the connection between the High Choir and the side walls - Damage on the support elements of the High Choir (arches or pillars) - Cracking in the vault of the High Choir		1		-----
	Vulnerability	<b>Aseismic Measures (Vkp)</b>			Vk (0-3)	(Vki-Vkp)
		1- Presence of pillars or arches				-----
		2- Very light structure (wood structure)				
		3- Presence of good connections between high choir and side walls				
		<b>Vulnerability Indicators (Vki)</b>				
	1- Very rigid structure					
	2- Presence of large openings (access to towers or other), masonry with limited thickness					



**C - FICHA PARA O CÁLCULO DO  $i_d$ ,  $i_v$  e  $I_s$  – IGREJAS****C1 - Cálculo do índice de dano  $i_d$  (não preencher)**

$$i_d = \frac{1}{5} \cdot \frac{\sum_{k=i}^{29} \rho_k \cdot d_k}{\sum_{k=i}^{29} \rho_k}$$

$i_d =$   **>>**  **viabilidade de utilização**

**C2 - Cálculo do índice de vulnerabilidade  $i_v$  (não preencher)**

$$i_v = \frac{1}{6} \cdot \frac{\sum_{k=i}^{29} \rho_k \cdot (v_{ki} - v_{kp})}{\sum_{k=i}^{29} \rho_k} + \frac{1}{2}$$

$i_v =$

**C3 - Cálculo do índice de segurança**

$$I_s = \frac{a_{ELU}}{\gamma_1 \cdot S \cdot a_g}$$

**3.1 aceleração do solo em relação ao ELU (não preencher) [ $m/s^2$ ]**

$$a_{ELU} = 0.025 \times 1.8^{5.1-3.44 \cdot i_v}$$

$a_{ELU} =$   **NOTA: ( x 9,81 >>  $m/s^2$  )**

**3.2 Tipo de terreno:****3.3 Factor amplificativo (S)****3.4 Aceleração de referência do local [ $m/s^2$ ]:****3.5 Factor de importância do edifício  $\gamma_1$ :****3.5.1 uso** (ver A3):**3.5.2 importância** (ver A3):



$\gamma_1 =$

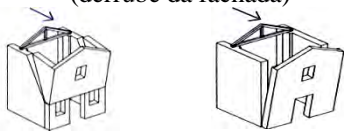
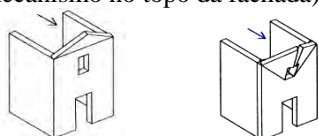
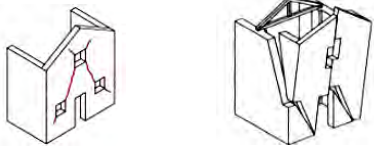
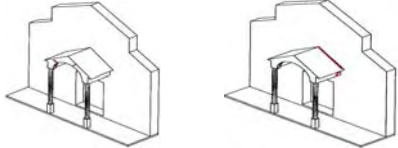
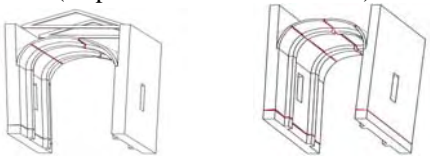
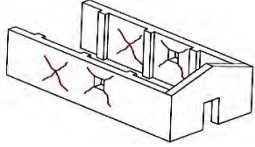
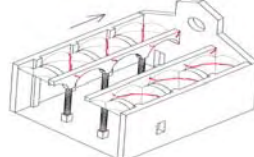
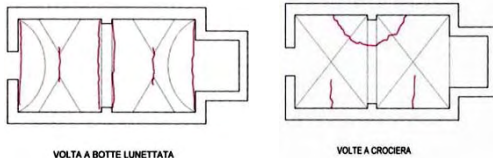
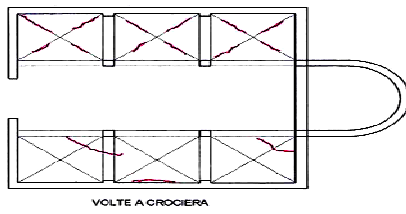
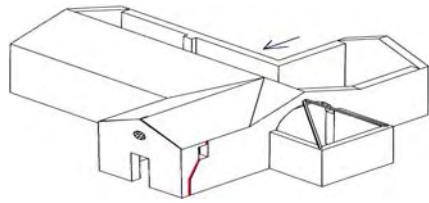
Categoria de uso	Categoria de importância		
	Limitada	Média	Elevada
Limitado/não utilizado	0,5	0,65	0,8
Frequente	0,65	0,8	1
Muito frequente	0,8	1	1,2

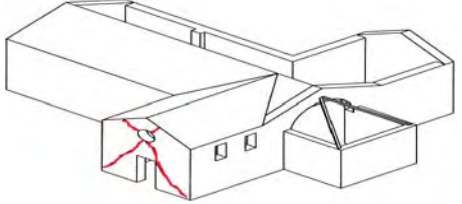
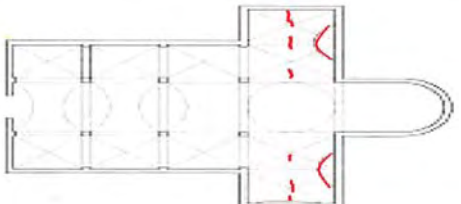
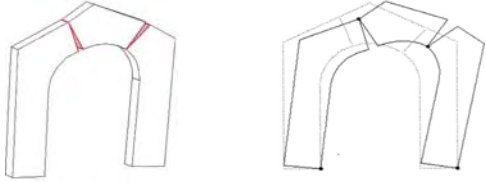
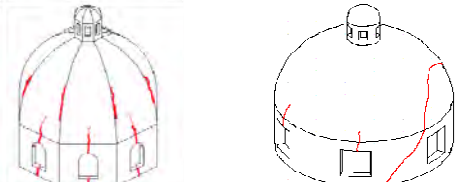
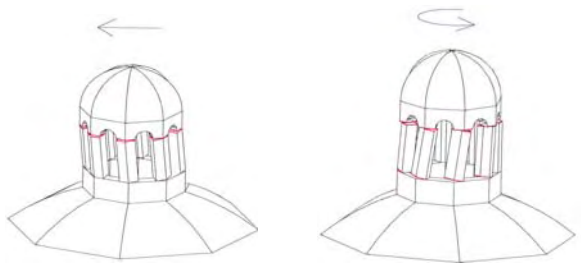
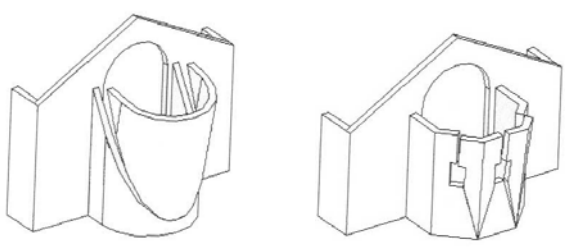
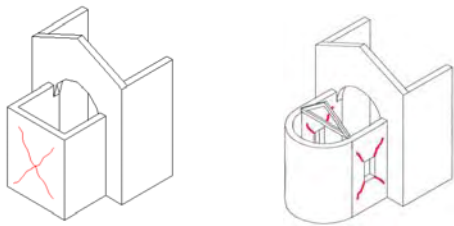
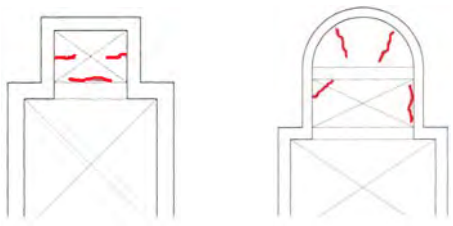
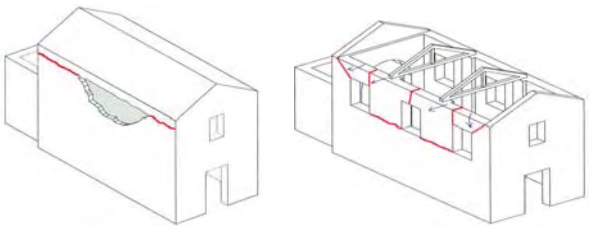
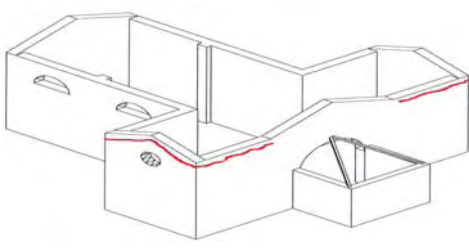
$I_s =$

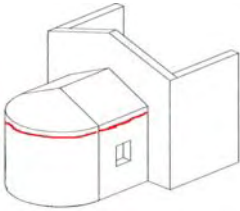
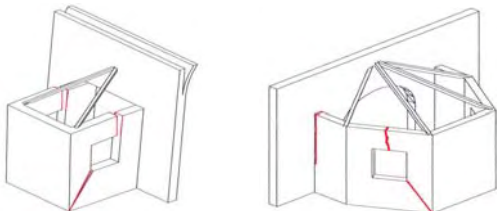
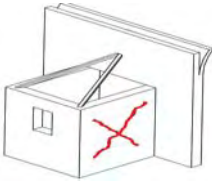
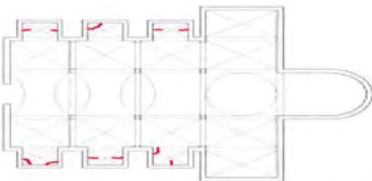
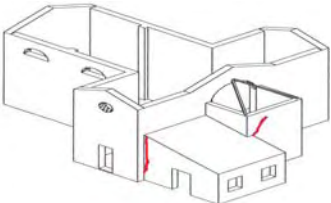
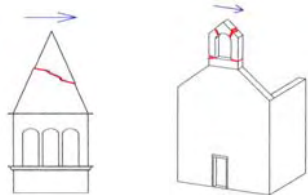
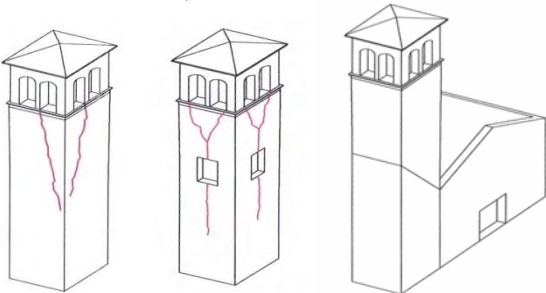
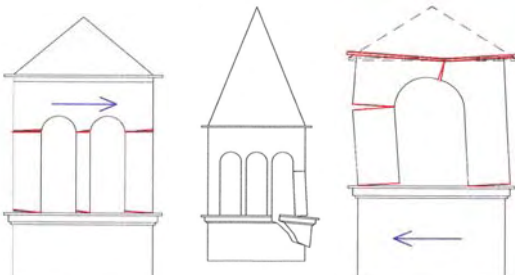
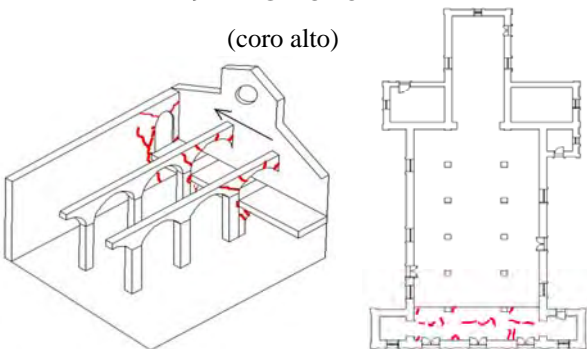
# **ANEXO B**

## **ABACO DOS MECANISMOS DE DANO**

## ÁBACO DE MECANISMOS DE DANO – IGREJAS

<p><b>1 - OVERTURNING OF THE FAÇADE</b> (derrube da fachada)</p> 	<p><b>2- DAMAGE AT THE TOP OF THE FAÇADE</b> (mecanismo no topo da fachada)</p> 
<p><b>3 - SHEAR MECHANISMS IN THE FAÇADE</b> (mecanismo no plano da fachada)</p> 	<p><b>4 - NARTHEX</b> (alpendre)</p> 
<p><b>5 - TRANSVERSAL VIBRATION OF THE NAVE</b> (resposta transversal da nave)</p> 	<p><b>6 - SHEAR MECHANISMS IN THE SIDE WALLS</b> (mecanismo de corte em paredes laterais)</p> 
<p><b>7- LONGITUDINAL RESPONSE OF THE COLONNADE</b> (resposta longitudinal das colunas)</p> 	<p><b>8- VAULTS OF THE NAVE</b> (abóbadas da nave central)</p> 
<p><b>9 – VAULTS OF THE AISLES</b> (abóbadas das naves laterais)</p> 	<p><b>10 – OVERTURNING OF THE TRANSEPT FACADE</b> (derrube das paredes do transepto)</p> 

<p><b>11 – SHEAR MECHANISMS IN THE TRANSEPT WALLS</b> (mecanismo de corte do transepto)</p> 	<p><b>12 – VAULTS OF THE TRANSEPT</b> (abóbadas do transepto)</p> 
<p><b>13 – TRIUMPHAL ARCHES</b> (arco triunfal)</p> 	<p><b>14 – DOME, DRUM AND TIBURIO</b> (cúpola e tamburo / tiburio)</p> 
<p><b>15 – LANTERN</b> (clarabóia)</p> 	<p><b>16 – OVERTURNING OF THE APSE</b> (derrube do abside)</p> 
<p><b>17 – ROOF MECHANISMS: CHANCEL AND THE</b> (elementos de cobertura- coro e o</p> 	<p><b>18 – VAULTS IN THE PRESBYTERY AND THE APSE</b> (abóbada do presbitério ou do abside)</p> 
<p><b>19 – ROOF MECHANISMS: SIDE WALLS OF NAVE AND AISLES</b> (elementos de cobertura- paredes laterais)</p> 	<p><b>20 – ROOF MECHANISMS: TRANSEPT</b> (elementos de cobertura-transepto)</p> 

<p><b>21 – ROOF MECHANISMS: APSE AND PRESBYTERY</b> (elementos de cobertura- abside)</p> 	<p><b>22 – OVERTURNING OF THE CHAPELS</b> (derrube da capela)</p> 
<p><b>23 – SHEAR MECHANISMS IN THE CHAPEL WALLS</b> (mecanismo de corte nas paredes da capela)</p> 	<p><b>24 – VAULTS OF CHAPELS</b> (abóbadas das capelas)</p> 
<p><b>25 – INTERACTIONS WITH ADJACENT BUILDINGS</b> (interacção com edifícios adjacentes)</p> 	<p><b>26 – PROJECTIONS (GABLE BELFRY, SPIRES, PINNACLES, STATUES)</b> ( queda/desaprumo de cumeeira, cone, pináculos, estátuas)</p> 
<p><b>27 – BELL TOWER</b> (torre sineira)</p> 	<p><b>28 – BELFRY</b> (campanário)</p> 
<p><b>29 – HIGH CHOIR</b> (coro alto)</p> 	

# **ANEXO C**

## **BASE DE DADOS**

**Actualizar DB**

A1 - IDENTIFICAÇÃO DA IGREJA					A2 - LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA			
ID	Denominação	Abrir Ficha	Tipo de monumento	Monumento Complexo	Distrito	Concelho	Freguesia	Rua/Praça
I1	Igreja de Sta Maria Madalena	<a href="#">Abrir</a>	individual	-----	Ilha do Pico	Madalena	Madalena	Largo Cardeal Costa Nunes
I2	Igreja de N. S. da Boa Nova em Bandeiras	<a href="#">Abrir</a>	individual	-----	Ilha do Pico	Madalena	Bandeiras	Largo da Igreja
I3	Igreja de São Caetano	<a href="#">Abrir</a>	individual	-----	Ilha do Pico	Madalena	São Caetano	Rua de São Caetano
I4	Ermida de Santo António do Monte	<a href="#">Abrir</a>	individual	-----	Ilha do Pico	Madalena	Candelária	Estrada Regional, Monte
I5	Santuário do Bom Jesus Milagroso de São Mateus	<a href="#">Abrir</a>	individual	-----	Ilha do Pico	Madalena	S.Mateus	Largo da Igreja
I6	Igreja de Nossa Senhora das Candeias	<a href="#">Abrir</a>	individual	-----	Ilha do Pico	Madalena	Candelária	Largo da Igreja
I7	Igreja Matriz de São Roque	<a href="#">Abrir</a>	individual	-----	Ilha do Pico	São Roque	São Roque	Largo da Igreja de São Roque
I8	Igreja da Criação Velha (Nª Sra das Dores)	<a href="#">Abrir</a>	individual	-----	Ilha do Pico	Madalena	Criação Velha	Rua Direita e Largo da Igreja
I9	São Miguel Arcanjo	<a href="#">Abrir</a>	individual	-----	Ilha do Pico	0	0	0
I10	Igreja de S. João Batista	<a href="#">Abrir</a>	individual	-----	Ilha do Pico	Lajes	S. João	Rua da Igreja
I11	Igreja de S. Bartolomeu	<a href="#">Abrir</a>	individual	-----	Ilha do Pico	Lajes	Silveira	Estrada Regional
I12	Igreja de Nossa Senhora da Graça	<a href="#">Abrir</a>	individual	-----	Ilha do Faial	Horta	Praia do Almoxarife	Rua da Igreja
I13	Igreja das Angústias	<a href="#">Abrir</a>	individual	-----	Ilha do Faial	Horta	Angústias	Rua Vasco da Gama
I14	Igreja de Catelo Branco	<a href="#">Abrir</a>	individual	-----	Ilha do Faial	Horta	Castelo Branco	0
I15	Igreja da Conceição	<a href="#">Abrir</a>	individual	-----	Ilha do Faial	Horta	Conceição	Largo Padre Silvestre Machado
I16	Igreja da Feteira	<a href="#">Abrir</a>	individual	-----	Ilha do Faial	Horta	Feteira	Rua da Igreja

A3 - IMPORTÂNCIA E USO		A4 - CARACTERÍSTICAS DO LOCAL		A5 - INFORMAÇÃO HISTÓRICA			A6 - CARACTERÍSTICAS GERAIS					
Importância	Uso	Posição	Terreno	Construção século	Inscrição no frontão	Ano da última transformação	Área Total (m2)	Comprimento Total (m)	Nº Corpos Adjacentes	Nº Naves	Nº Arcos x Nº Arcadas	Vão dos Arcos (m)
média	muito freq	isolada	plano	XVII	1891	?	872,5	51,17	4	3	7x2	3,64
média	frequente	isolada	com inclinação	XIX	1860	?	667	42,6	0	3	5 x 2	3,93
média	frequente	isolada	plano	XIX	1878	?	?	?	2	1	-----	?
limitada	frequente	isolada	plano	XVII/XVIII	1801	?	?	?	3	1	-----	?
média	frequente	isolada	plano	XIX	1842	?	693	34,6	2	3	6x2	?
média	frequente	isolada	plano	XVIII	1803	?	?		2	1	-----	?
média	muito freq	isolada	com inclinação	XVIII	?	?	645	40	1	3	5x2	3,43
limitada	frequente	isolada	plano	XIX	1902	?	?	?	2	1	-----	?
média	frequente	isolada	com inclinação	0	?	?	?	?	1	1	-----	?
limitada	frequente	isolada	plano	XIX	?	?	544	37,4	2	3	5 x 2	3,7
média	frequente	isolada	plano	XIX	1878/1888	?	?	?	0	1	-----	?
média	muito freq	isolada	plano	XVIII	1770	?	787	44	2	3	5 x 2	3,4
média	muito freq	isolada	plano	XIX	1862	?	820	40	2	1	-----	?
média	frequente	isolada	plano	XIX	?	?	507	35,6	2	3	5 x 2	3.70
média	frequente	isolada	plano	XX	1527 1597 / 1749 1926 / 1933" e "1991"	?	?	?	0	1	-----	?
média	frequente	isolada	plano	XIII/XIX	1824	?	606	37	2	3	4 x 2	?



A6 - CARACTERÍSTICAS GERAIS									A7 - FACHADA					
			Paredes (A6.10)						ficha1					ficha2
Pilares dos Arcos (m2)	Nº Torres	Disposição das Torres	Materiais	Densidade (Kg/m3)	Módulo de Elasticidade (Gpa)	Tensão de Rotura (Mpa)	Coesão (N/m2)	Estado de Conservação	Revestimentos Originais	Espessura das Paredes	Orientação da Fachada	Existência de Reforço Sísmico	Registo Fotográfico	Nº Mecanismos observados (total de 4)
0,66x0,66	2	incorporada	pedra	1900	0,22	5	?	razoável	azulejo	1,11	Nascente	não	sim	0
0,65x0,65	2	agrupada	pedra	?	?	?	?	razoável	reboco de barro e cal	0.90	?	não	sim	2
?	0	-----	pedra	?	?	?	?	razoável	reboco de barro e cal	?	E	não	sim	1
?	1	agrupada	betão	?	?	?	?	razoável	reboco de cimento	?	E	não	sim	1
?	2	incorporada	pedra	?	?	?	?	razoável	reboco de cimento	0.90	W	não	sim	2
?	2	agrupada	pedra	?	?	?	?	razoável	reboco de cimento	?	ENE	não	sim	2
0.6x0,6	2	agrupada	pedra	?	?	?	?	razoável	reboco de barro e cal	0,85	?	não	sim	2
?	1	agrupada	pedra	?	?	?	?	razoável	reboco de cimento	?	WNW	não	sim	2
?	1	agrupada	pedra	?	?	?	?	razoável	reboco de cimento	?	?	não	sim	1
0,65 x 0,65	1	agrupada	pedra	?	?	?	?	razoável	azulejo	≈0,7	?	não	sim	2
?	1	incorporada	pedra	?	?	?	?	razoável	reboco de cimento	?	S	não	sim	3
0,85 x 0,85	2	agrupada	pedra	?	?	?	?	razoável	azulejo	1,15	W	não	sim	2
?	2	agrupada	pedra	?	?	?	?	razoável	reboco de cimento	1.20	Poente	não	sim	2
0.65 x 0.65	1	agrupada	pedra	?	?	?	?	razoável	reboco de cimento	0.90	Poente	não	sim	2
?	1	agrupada	betão	?	?	?	?	razoável	reboco de cimento		?	não	sim	2
0,67 x 0,67	1	incorporada	pedra	?	?	?	?	razoável	reboco de cimento	0,9	Poente	não	sim	3

A8 - NAVES									A9 - TRANSEPTO						
ficha1								ficha2	ficha1						ficha2
Altura da Nave Central (m)	Vão da Nave Central (m)	Altura das Naves Laterais (m)	Vão das Naves Laterais (m2)	Comprimento	Área Total das Naves	Existência de Reforço Sísmico	Registo Fotográfico	Nº Mecanismos observados (total de 5)	Espessura das Paredes	Altura	Largura	Comprimento	Existência de Reforço Sísmico	Registo Fotográfico	Nº Mecanismos observados (total de 3)
11,11	6,33	8,9	3,4	25	14,41 x 25	não	sim	3	0	0	0	0	não	não	0
10,39	5,46		3,39	26,7	13.60 x 26.70	não	sim	1	0	0	0	0	não	não	0
≈9,2	?	-----	-----	?	?	não	não	0	0	0	0	0	não	não	0
?	14.40	-----	-----	26.0	14,40x26,0	não	sim	0	0	0	0	0	não	não	0
≈8.56	≈6,7	?	≈3,9		14.40 x 26.0	não	não	2	0	0	0	0	não	não	0
	≈4,5	-----	-----	?	?	sim	sim	0	0	0	0	0	não	não	0
7,5	7,8	?	3,3	20,6	14,3x20,6	sim	sim	3	0	0	0	0	não	não	0
?	?	-----	-----	?	?	não	sim	0	0	0	0	0	não	não	0
?	?	-----	-----	?	?	sim	sim	1	0	0	0	0	não	não	0
	5,6	?	2,8	22,7	12.30 x 22.70	não	sim	3	0	0	0	0	não	não	0
?	?	-----	-----	?	?	não	sim	0	0	0	0	0	não	não	0
	≈5,4		≈3,6	27	14 x 27	não	sim	1	0	0	0	0	não	não	0
≈10	11,6	-----	-----	25	10 x 25.2	sim	sim	0	0	0	0	0	não	não	0
≈9	4,7	?	3	?	13,80 x 22,75	sim	sim	2	0	0	0	0	não	não	0
?	?	-----	-----	?	14.40 x 26.0	não	sim	1	0	0	0	0	não	não	0
11	5,2	?	3,5	?	13.40 x 22.0	não	sim	3	0	0	0	0	não	não	0

A10 - ARCO TRIUNFAL					A11 - CÚPOLA			A12 - ABSIDE						
ficha1				ficha2	ficha1		ficha2	ficha1						ficha2
Vão	Dimensões	Existência de Reforço Sísmico	Registo Fotográfico	Nº Mecanismos observados (total de 1)	Existência de Reforço Sísmico	Registo Fotográfico	Nº Mecanismos observados (total de 2)	Espessura das Paredes (m)	Altura (m)	Largura (m)	Comprimento (m)	Existência de Reforço Sísmico	Registo Fotográfico	Nº Mecanismos observados (total de 3)
6,33	0,66x0,66	não	sim	0	não	não	0	0.69	5.7	5.60	9.60	não	não	0
?	?	não	não	1	não	não	0	0,78	0	5.64	8.63	não	não	0
?	?	não	não	0	não	não	0	0	0	0	0	não	não	0
?	?	não	não	0	não	não	0	0.9	0	13.0	5.10	não	não	0
?	?	não	não	0	não	não	0	0	0	5.10	13.0	não	não	0
?	?	não	não	0	não	não	0	0	0	0	0	não	não	0
?	?	não	sim	0	não	não	0	0	0	0	0	não	não	0
?	?	não	não	0	não	não	0	0	0	0	0	não	não	0
?	?	não	sim	1	não	não	0	0	0	0	0	não	não	0
4,58	0,65x1,13	não	não	0	não	não	0	0	0	5.37	9.27	não	não	0
?	?	não	não	0	não	não	0	0	0	0	0	não	não	0
		não	sim	0	não	não	0	0	0	6.0	15.0	não	sim	1
?	?	não	sim	1	não	não	0	0	0	5.80	11.80	não	sim	1
?	?	não	não	1	não	não	0	0	0	14,24	6,82	não	não	1
?	?	não	não	0	não	não	0	0	0	0	0	não	não	1
?	?	não	não	0	não	não	0	0	0	0	0	não	não	0

A13 - COBERTURA							A14 - CAPELAS / CORPOS ADJACENTES							OBJECTOS
ficha1						ficha2	ficha1						ficha2	ficha2
Materiais da estrutura	Telha	Estado de Conservação	Nº Águas	Existência de Reforço Sísmico	Registo Fotográfico	Nº Mecanismos observados (total de 3)	Espessura das Paredes (m)	Altura (m)	Largura (m)	Comprimento (m)	Existência de Reforço Sísmico	Registo Fotográfico	Nº Mecanismos observados (total de 4)	queda de objectos/estátuas
madeira	aba e canudo	razoável	2	não	não	0	0,8	a)4,7 ; b)6,15	6	9	não	sim	1	sim
madeira	aba e canudo	razoável	2	não	sim	1	0,7	?	a)2,2 ; b)3,3	a)5,6 ; b)8,9	não	não	0	não
?	aba e canudo	razoável	2	não	não	2	?		?	?	não	sim	2	sim
?	aba e canudo	razoável	2	não	não	0	?	?	?	?	não	sim	0	não
madeira	aba e canudo	razoável	2	sim	sim	1	?	?	a)2,2 ; b)4,4	a)11,7 ; b) 11,7	não	sim	3	não
madeira	aba e canudo	razoável	2	não	sim	1	?	?	?	?	não	sim	0	não
madeira	0	razoável	2	não	não	0	?	?	a)5,6 ; b)3,3	a)6,7 ; b) 5,6	não	sim	0	não
?	aba e canudo	razoável	2	não	sim	0	?	?	?	?	não	não	0	não
madeira	0	razoável	2	não	sim	0	?	?	?	?	não	sim	1	não
madeira	telha de meia-cana tradicional Graciosa	máu estado	2	não	sim	1	0,67	4,4	2,6	11,4	não	não	0	não
?	meia-cana tradicional	razoável	2	não	sim	1	?	?	?	?	não	não	0	não
madeira	telha de aba e canudo	razoável	2	não	sim	1		?	a)3,7 ; b)4,3	a)10,6 ; b)8	não	sim	1	sim
madeira	telha de aba e canudo	razoável	2	não	sim	0	?	?	a)3,8 ; b) 4,4	a)9,44 ; b)5,6	não	sim	3	não
madeira	0	razoável	2	sim	sim	1	?	?	≈1,7	≈7,2	não	sim	2	sim
metálica	telha aba e canudo	razoável	2	não	sim	1	?	?	?	?	não	não	1	não
madeira	telha de aba e canudo	razoável	2	não	sim	0	?	?	?	?	não	não	0	não

A15 - TORRES SINEIRAS							A16 - CORO ALTO								
ficha1						ficha2	ficha1								ficha2
Espessura (até 2/3 da altura)	Espessura (>2/3 da altura)	Altura	Dimensões em planta	Existência de Reforço Sísmico	Registo Fotográfico	Nº Mecanismos observados (total de 2)	Existência	Materiais	Estado de Conservação	Dimensão em Planta	Tipo de Apoio	Acesso a Torre	Existência de Reforço Sísmico	Registo Fotográfico	Nº Mecanismos observados (total de 1)
1,11	0,55	17.8	4,5x 4,78	não	sim	1	sim	madeira	razoável	3.60 x 14,41	com pilares ou arcos	sim	não	sim	1
?	?	17.0	5.10 x 4.28	não	sim	2	sim	mista	razoável	4,2 x 13,68	com pilares ou arcos	sim	não	sim	1
?	?	?	?	não	não	0	?	?	?	?	?	não	não	não	0
?	?	17.0	?	não	sim	1	sim	mista	razoável	?	com pilares ou arcos	sim	não	sim	1
?	?		5.61 x 4.72	não	não	0	sim	?	razoável	?	com pilares ou arcos	não	não	não	0
?	?			não	não	0	sim	mista	razoável	?	com pilares ou arcos	sim	não	sim	0
0,85	?	10,9	5,1x4,9	não	não	2	sim	?	?	?	com pilares ou arcos	não	não	sim	1
?	?	?	?	não	sim	2	sim	madeira	razoável	?	apenas paredes laterais	sim	não	sim	0
?	?	?	?	não	sim	1	sim	madeira	razoável	?	apenas paredes laterais	sim	não	sim	1
0,7	?	≈15.5	4.0 x 5.0	não	não	2	sim	madeira	razoável	?	com pilares ou arcos	sim	não	sim	1
?	?	?	?	não	sim	0	sim	madeira	razoável	?	com pilares ou arcos	sim	não	sim	0
?	?	15.70	5.30 x 5.30	não	sim	1	sim	?	razoável	?	com pilares ou arcos	sim	não	sim	1
1.20	?	21.0	5.5 x 5.5	sim	sim	2	sim	madeira	razoável	?	com pilares ou arcos	sim	não	sim	1
?	?		3.40 x 3.20	não	sim	2	sim	mista	razoável	?	com pilares ou arcos	sim	não	sim	1
?	?		?	não	sim	2	sim	betão	mau	?	?	não	não	sim	1
?	?	16.0	3.70 x 3.70	não	sim	2	sim	?	razoável	?	com pilares ou arcos	não	não	sim	0

<b>Id</b>	<b>Iv</b>	<b>Is</b>	<b>Viabilidade de utilização</b>
0,23	0,56	0,64	OK
0,21	0,62	0,70	OK
0,18	0,56	0,79	OK
0,12	0,61	0,88	OK
0,17	0,52	0,86	OK
0,09	0,53	0,84	OK
0,17	0,55	0,65	OK
0,13	0,57	0,78	OK
0,21	0,54	1,02	OK
0,28	0,60	0,73	OK
0,13	0,52	1,06	OK
0,26	0,62	0,70	OK
0,29	0,61	0,57	OK
0,33	0,59	0,75	util. impossível
0,29	0,68	0,62	OK
0,31	0,58	0,76	util. impossível

[illegible]



**ANEXO D**  
**MODELO MECÂNICO SIMPLIFICADO**  
**(cálculos auxiliares)**



**CAMPANÁRIO MADALENA**

**1) PROPRIEDADES DOS MATERIAIS**

			densidade (kN/m³)	fd* (MPa)	E (GPa)
$g \text{ (m/s}^2\text{)}=$	9,81	<b>pedra</b>	18,640	3,70	0,22
$S =$	1,50				

$fd^*=fd/Fc$

$Fc=$  1,35

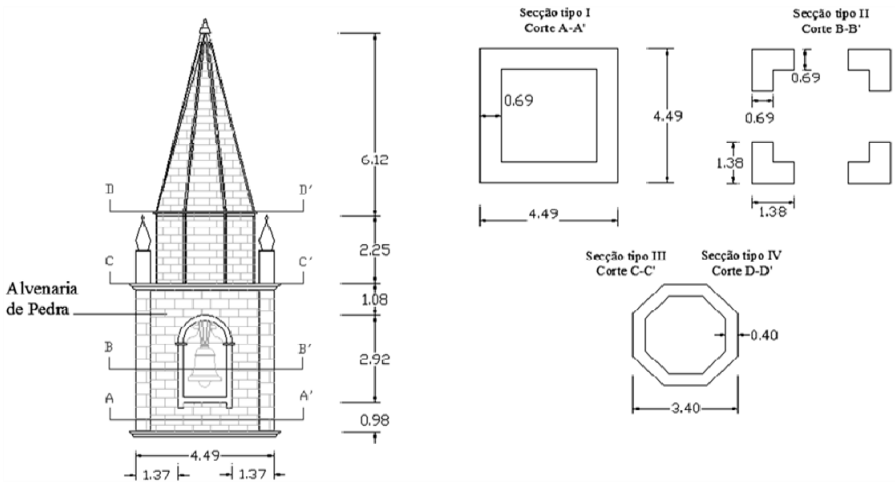


Figura 1 – Secções- Tipo

**1) CARGA APLICADA NAS SECÇÕES CONSIDERADAS**

1.1) Propriedades das secções e respectivos volumes de influência

tipo de secção	tipo de sólido	área base (m²)	material	densidade (KN/m³)	E (Kpa)	fd (Kpa)
I	prisma	10,348	pedra	18,64	220000	3704
II	prisma	5,686	pedra	18,64	220000	3704
III	prisma	3,976	pedra	18,64	220000	3704
IV	cone	2,850	pedra	18,64	220000	3704

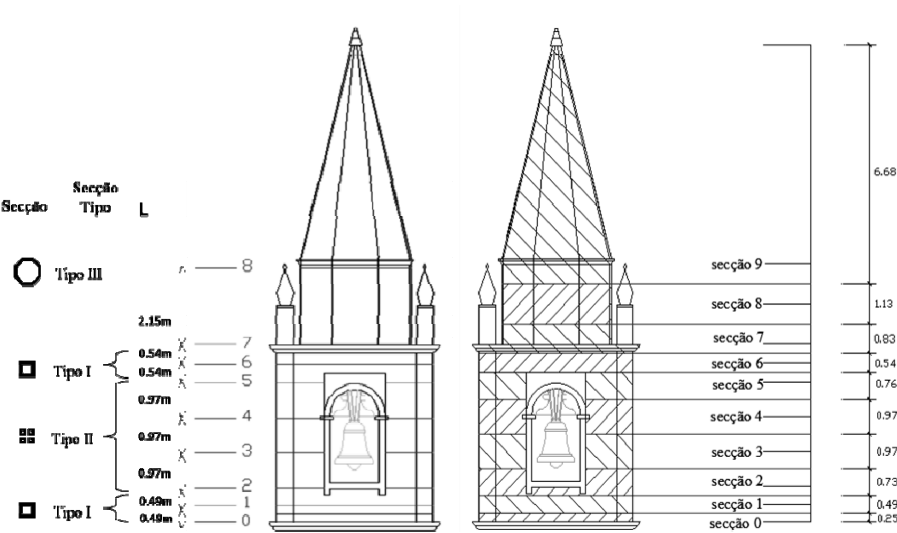


Figura 2 – Secções adoptadas

2) ESFORÇO AXIAL NA BASE DO CAMPANÁRIO

$\Sigma$  972,522 (kN)

3) CÁLCULO DO MOMENTO PARA AS SECÇÕES CRÍTICAS

3.1) Secções a analisar

Nota: à flexão composta  
\*1 pilar RECTANGULAR  
por simplificação

i	tipo de secção	a x s	expressão
0	1	3,0981	Mu= expressão1
2	1*	1,9044	Mu= expressão1

$$M_{u,i} = \frac{\sigma_{0i} \cdot A_i}{2} \cdot \left( b_i - \frac{\sigma_{0i} \cdot A_i}{0,85 \cdot a_i \cdot f_d} \right)$$

i	tipo de secção	Ai (m²)	ai (m)	bi (m)	Wi (kN)	W/Ai (kPa)	fd (Kpa)	Mu,i (kNm)
0	1	10,35	4,49	4,49	972,522	93,96	3704	2149,86
2	1	1,90	1,38	1,38	207,447	108,93	3704	552,74

4) CÁLCULO DO PERÍODO DA ESTRUTURA (Formula empírica OPCM3274)

i	L (m)
1	0,49
2	0,49
3	0,97
4	0,97
5	0,97
6	0,54
7	0,54
8	2,15

$$T=0,05 \times H^{(3/4)} = 0,2179365 \text{ (s)}$$

5) CÁLCULO DAS FORÇAS Fi e Fhi

5.1) Calculando Fh usando a aceleração de projecto

$$F_h = 0.855 \cdot S_d(T_1) \cdot W/g$$

5.2) Em função de Fh

T=	0,217937			
SdeA	SdeB	SdeC	SdeD	SdeE
0,0737648	0,0995825	0,1106472	0,1327767	0,118023712

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} F_h$$

$$F_{hi} = \frac{\sum_{k=1}^n z_k W_k}{\sum_{k=1}^n z_k W_k} F_h$$

Sd(T1)=	0,110647
Fh=	9,3785786

Nota: Admitido Solo C - qualidade intermédia

				5.1)		5.2)	
i	Zi (m)	Wi (KN)	Wi.Zi	Fi (KN)	Fhi (KN)	Fi (KN)	Fhi /Fh
0	0,245	48,22	11,813969	0,028	9,379	0,003	1,000
1	0,735	94,51	69,466138	0,162	9,351	0,017	0,997
2	1,465	77,37	113,33987	0,264	9,189	0,028	0,980
3	2,435	102,80	250,31848	0,583	8,925	0,062	0,952
4	3,405	102,80	350,03467	0,815	8,342	0,087	0,889
5	4,16	80,54	335,06505	0,781	7,527	0,083	0,803
6	4,7	104,16	489,5323	1,140	6,746	0,122	0,719
7	6,045	160,09	967,75213	2,254	5,606	0,240	0,598
8	7,12	202,03	1438,4728	3,351	3,351	0,357	0,357
		ΣWk.Zk	4025,80				

6) CÁLCULO DA ALTURA Zfi ONDE A FORÇA Fhi É APLICADA

$$z_{Fi} = \frac{\sum_{k=1}^n z_k^2 W_k}{\sum_{k=1}^n z_k W_k} - z_i^*$$

*Modelo Mecânico Simplificado - Campanário da Igreja da Madalena*

i	Zi* (m)	Wk.Zk	Zk^2.Wk	ΣZk.Wk	ΣZk^2.Wk	Zfi
0	0,00	11,81	2,89	4025,80	21808,05	5,42
1	0,49	69,47	51,06	4013,98	21805,15	4,94
2	0,98	113,34	166,04	3944,52	21754,10	4,54
3	1,95	250,32	609,53	3831,18	21588,05	3,68
4	2,92	350,03	1191,87	3580,86	20978,53	2,94
5	3,89	335,07	1393,87	3230,82	19786,66	2,23
6	4,43	489,53	2300,80	2895,76	18392,79	1,92
7	4,97	967,75	5850,06	2406,22	16091,99	1,72
8	7,12	1438,47	10241,93	1438,47	10241,93	0,00

**7) CÁLCULO DO MOMENTO ÚLTIMO PARA A ACELERAÇÃO DE PROJECTO**

$$M_{u,i} = F_{hi} Z_{fi}$$

i	Fhi	Zfi	Mu,i
0	9,378579	5,42	<b>50,80</b>
1	9,351056	4,94	46,22
2	9,189227	4,54	<b>41,67</b>
3	8,925188	3,68	32,89
4	8,342040	2,94	24,51
5	7,526592	2,23	16,82
6	6,746018	1,92	12,96
7	5,605593	1,72	9,63
8	3,351097	0,00	0,00

**8) ORDENADA DO VALOR CRÍTICO DO ESPECTRO DE RESPOSTA**

$$S_{d,ELU,i} = \frac{M_{u,i} \cdot g}{0,85 \cdot W \cdot z_R F_{hi}}$$

i	5.2)	Fh/Fhi	Sd,ELU,i
	Fhi/Fh		
0	1,00	1,00	4,71
2	0,98	1,02	1,48

**9) ACELERAÇÃO DO SOLO CORRESPONDENTE AO ELU**

$$a_{ELU,i} \begin{cases} 0,4 \cdot q \cdot S_{d,ELU,i} \cdot \frac{1}{S} & T_1 \leq T_c \\ 0,4 \cdot q \cdot S_{d,ELU,i} \cdot \frac{T_1}{T_c} \cdot \frac{1}{S} & T_1 > T_c \end{cases}$$

q=	2,25
Tc (s) =	0,25
T1 (s) =	0,217937

i	aELU,i (m/s^2)
0	2,8258314
2	<b>0,8857359</b>